



Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Carlos Eduardo de Almeida Andrade Lopes

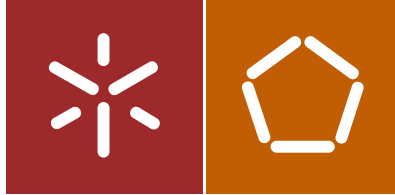
Desenvolvimento e validação de um  
sistema construtivo estrutural em BTC

Carlos E. de Almeida Andrade Lopes  
Desenvolvimento e validação de um  
sistema construtivo estrutural em BTC

UMinho | 2017

setembro de 2017





Universidade do Minho  
Escola de Engenharia

Carlos Eduardo de Almeida Andrade Lopes

Desenvolvimento e validação de um  
sistema construtivo estrutural em BTC

Dissertação de Mestrado  
Ciclo de Estudos Integrados Conducentes ao  
Grau de Mestre em Engenharia Civil

Trabalho efetuado sob a orientação do  
Professor Doutor Daniel Oliveira  
Professor Doutor Tiago Miranda



## **Agradecimentos**

O presente trabalho representa a conclusão de mais uma etapa, a qual certamente não teria sido possível sem a colaboração de várias pessoas. Como tal, não poderia deixar de prestar os seguintes agradecimentos.

Ao meu orientador, Professor Daniel Oliveira, pelos esclarecimentos prestados e pela ajuda e orientação disponibilizadas, bem como pelo interesse demonstrado e sugestões que apresentou ao longo da dissertação.

Ao meu co-orientador, Professor Tiago Miranda, pela sua contribuição e conhecimentos demonstrados.

Ao Engenheiro Edgar Soares, pelo acompanhamento e apoio prestado, tanto a nível prático como teórico, em todas as etapas do percurso e em todas as tarefas executadas. Agradeço também a partilha de conhecimentos e informações, que certamente foram de mais-valia na realização da dissertação.

A todos os técnicos do Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho (LEST), que estiveram sempre disponíveis para auxiliar na execução dos ensaios realizados, em especial os técnicos José Gonçalves e António Matos.

A todos os meus amigos e companheiros de curso, que contribuíram com o seu apoio e incentivo.

Por último, mas não menos importante, quero agradecer à minha família, em especial aos meus pais, que sempre me apoiaram e acreditaram no meu esforço.

A todos, dedico este trabalho.



## Resumo

A terra enquanto material de construção tem sido utilizada há milhares de anos, devido às propriedades únicas que possui. Entre as técnicas construtivas que este material permite, encontram-se os blocos de terra comprimida (BTC). Os BTC têm ganho relevância nos últimos anos, pois possuem vantagens que os distinguem das restantes técnicas de construção em terra. No entanto, a sua utilização nos países industrializados ainda é residual. Entre os motivos que levam a que isto aconteça, destaca-se a baixa capacidade resistente das construções, quando comparada aos materiais tradicionais, especialmente no que diz respeito às ações sísmicas.

Este trabalho pretende dar continuidade às investigações que têm sido desenvolvidas na Universidade do Minho no que diz respeito à caracterização mecânica de elementos estruturais de BTC, com o objetivo de avaliar e melhorar a resistência de estruturas feitas com recurso a este material.

Com isso em vista, foi realizada uma campanha experimental que envolveu diferentes ações e configurações construtivas: ensaios de compressão e flexão em unidades de BTC, ensaios de compressão uniaxial em prismas e ensaios de compressão uniaxial e diagonal em paredes de referência e paredes reforçadas com reboco armado e varões de aço embebidos em argamassa.

**Palavras-chave:** alvenaria, blocos de terra comprimida, BTC, construção em terra, reforço, resistência à compressão, resistência à flexão, resistência ao corte.





## Abstract

Earth as a building material has been used for thousands of years, due to its unique properties. Among the construction techniques that this material allows, one can find compressed earth blocks (CEB). CEB have gained a certain relevance over the last few years, since they have advantages that set them apart from the other earth building techniques. However, their use in industrialised countries is still not widespread. Among the reasons that justify this, there is the low resistant capacity of CEB-constructions when compared to traditional materials, specially in respect to seismic actions.

This work aims to further continue the studies that have been made at University of Minho, Portugal, in regards to the mechanical characterisation of structural elements of CEB, in order to evaluate and improve the strength of structures made with this material.

With that in mind, an experimental campaign has been carried out, which involved different actions and construction setups: compression and bending tests in CEB units, uniaxial compression tests in prisms and uniaxial and diagonal compression tests in both reference walls and in walls reinforced with reinforced render and steel bars soaked in mortar.

**Keywords:** masonry, compressed earth blocks, CEB, earth construction, reinforcement, compressive strength, flexural strength, shear strength.



## Índice

Agradecimentos .....	v
Resumo .....	v
Abstract.....	ix
Índice .....	xi
Índice de figuras .....	xiii
Índice de quadros.....	xv
CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO .....	1
1.1.    Motivação.....	1
1.2.    Objetivos do trabalho .....	2
1.3.    Metodologia .....	3
1.4.    Organização do documento .....	4
CAPÍTULO 2 – A CONSTRUÇÃO EM TERRA .....	7
2.1.    Introdução.....	7
2.2.    A construção em terra pelo mundo .....	8
2.3.    Técnicas construtivas .....	12
2.3.1.    Taipa .....	12
2.3.2.    Adobe.....	13
2.3.3.    Tabique .....	14
2.4.    A construção com BTC .....	14
2.4.1.    Trabalhos anteriormente desenvolvidos .....	16
CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	19
3.1.    Introdução.....	19
3.2.    Solo.....	19

3.2.1.	Ensaio de caracterização granulométrica.....	20
3.2.2.	Ensaio de Proctor.....	22
3.2.3.	Ensaio aos limites de consistência .....	25
3.3.	Adjuvantes .....	26
CAPÍTULO 4 – CONSTRUÇÃO E ENSAIO DOS BLOCOS E PRISMAS .....		29
4.1.	Construção dos blocos .....	29
4.2.	Ensaio dos blocos à compressão.....	32
4.3.	Resultados obtidos .....	33
4.4.	Ensaio dos blocos à flexão.....	36
4.5.	Resultados obtidos .....	37
4.6.	Construção dos prismas .....	39
4.7.	Ensaio dos prismas .....	40
4.8.	Resultados obtidos .....	42
CAPÍTULO 5 – COMPRESSÃO UNIAXIAL DOS MODELOS .....		45
5.1.	Construção dos modelos .....	45
5.2.	Realização do ensaio.....	47
5.3.	Resultados obtidos .....	50
CAPÍTULO 6 – COMPRESSÃO DIAGONAL DOS MODELOS .....		57
6.1.	Construção dos modelos .....	57
6.2.	Realização do ensaio.....	59
6.3.	Resultados obtidos .....	60
CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS .....		69
7.1.	Conclusões.....	69
7.2.	Desenvolvimentos futuros.....	72
Referências bibliográficas.....		73

## Índice de figuras

Figura 1: Distribuição da construção em terra pelo mundo. ....	8
Figura 2: (a) Muralha da China; (b) Grande Mesquita de Djenné; (c) Cidadela de Arg-e Bam. ....	9
Figura 3: Distribuição da construção em terra por Portugal. ....	11
Figura 4: (a) compactação manual; (b) diferentes tipos de compactadores manuais; (c) compactadores pneumáticos. ....	13
Figura 5: Casa em adobe em Santa Fé, Novo México; (b) Ruínas de Chan Chan, no Perú ....	13
Figura 6: Exemplos de construções em tabique. ....	14
Figura 7: Prensa Cinva RAM. ....	15
Figura 8: Casa em BTC a ser construída no Texas, EUA. ....	15
Figura 9: (a) Esquartelamento do solo; (b) Peneiração do solo. ....	20
Figura 10: Etapas do ensaio de análise granulométrica. ....	21
Figura 11: Compactação do solo no molde. ....	23
Figura 12: Ensaio ao limite de liquidez: (a) mistura de solo e água destilada; (b) sulco efetuado na concha de Casagrande. ....	25
Figura 13: Geometria dos BTC. ....	29
Figura 14: (a) secagem do solo; (b) peneiração do solo. ....	30
Figura 15: (a) Prensa manual utilizada; (b) Cura dos BTC. ....	31
Figura 16: (a) Unidade seca; (b) Unidade saturada. ....	33
Figura 17: Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão das unidades de BTC. ....	34

Figura 18: Rotura dos BTC após o ensaio: (a) unidade seca nº1; (b) unidade seca nº2; (c) unidade saturada nº 5. ....	35
Figura 19: Ensaio de flexão em três pontos: (a) unidade seca nº1; (b) fissuração na unidade seca nº5; (c) unidade saturada nº3; (d) pormenor de carregamento na unidade saturada nº2..	36
Figura 20: Gráfico tensão-extensão dos ensaios de flexão dos BTC.....	38
Figura 21: Rotura das unidades: (a) unidades secas; (b) face inferior de unidade seca; (c) unidade saturada.....	38
Figura 22: Construção dos prismas.....	40
Figura 23: Ensaio dos prismas: (a) esquema de ensaio; (b) imagem real. ....	41
Figura 24: Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão dos prismas (leitura interna). ....	43
Figura 25: Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão dos prismas (leitura externa). ....	43
Figura 26: Modos de rotura dos prismas: (a) prisma P2; (b) vista lateral do prisma P2; (c) prisma P3; (d) desagregação do prisma P4. ....	44
Figura 27: Geometria da parede de alvenaria ensaiada à compressão uniaxial: (a) face principal; (b) face lateral. ....	45
Figura 28: Aplicação de reforço: (a) malha polimérica; (b) varões de aço nos aligeiramentos. ....	47
Figura 29: Preparação dos modelos para o ensaio: (a) pintura das paredes; (b) colocação de jornal nos aligeiramentos dos blocos; (c) aplicação da camada de regularização; (d) parede pronta a ensaiar. ....	48
Figura 30: Vigas e rótulas colocadas sobre a parede antes do ensaio.....	49
Figura 31: Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura interna).....	53

Figura 32: Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura interna). .....	53
Figura 33: Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura externa). .....	54
Figura 34: Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura externa). .....	54
Figura 35: Modos de rotura dos modelos de referência ensaiados à compressão uniaxial: (a) modelo de referência nº1; (b) modelo de referência nº2; (c) modelo de referência nº3; (d) vista traseira do modelo nº3. ....	55
Figura 36: Modos de rotura dos modelos reforçados ensaiados à compressão uniaxial: (a) modelo reforçado nº1; (b) modelo reforçado nº2; (c) modelo reforçado nº3; (d) pormenor do modelo nº3. ....	56
Figura 37: Geometria da parede de alvenaria ensaiada à compressão diagonal: (a) face principal; (b) face lateral. ....	57
Figura 38: Construção das paredes a serem ensaiadas à compressão diagonal. ....	58
Figura 39: Preparação dos modelos de referência para o ensaio à compressão diagonal. ....	60
Figura 40: Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura interna). ....	63
Figura 41: Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura interna). ....	63
Figura 42: Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura externa). ....	64
Figura 43: Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura externa). ....	64
Figura 44: Modos de rotura dos modelos de referência ensaiados à compressão diagonal: (a) modelo de referência nº1; (b) pormenor do modelo nº1; (c) modelo de referência nº2; (d) vista traseira do modelo nº2. ....	65
Figura 45: Modos de rotura dos modelos reforçados ensaiados à compressão diagonal: (a) modelo reforçado nº1; (b) vista traseira do modelo nº1; (c) modelo reforçado nº2; (d) vista traseira do modelo nº2. ....	66





## Índice de quadros

Tabela 1: Técnicas construtivas em terra. Adaptado de Houben & Guillaud (1994).....	12
Tabela 2: Resultados da caracterização geotécnica. Adaptado de Soares (2016). ....	22
Tabela 3: Resultados dos ensaios de Proctor. Adaptado de Soares (2016). ....	24
Tabela 4: Resultados dos ensaios aos limites de consistência. Adaptado de Soares (2016). ...	26
Tabela 5: Resultados da caracterização do caulino efetuada por Pinto (2004). Adaptado de Soares (2016).....	27
Tabela 6: Dimensões dos BTC. ....	29
Tabela 7: Resultados do ensaio de compressão uniaxial para as unidades secas. ....	33
Tabela 8: Resultados do ensaio de compressão uniaxial para as unidades saturadas.....	34
Tabela 9: Resultados do ensaio de flexão simples para as unidades secas.....	37
Tabela 10: Resultados do ensaio de flexão simples para as unidades saturadas. ....	37
Tabela 11: Resultados do ensaio de compressão uniaxial dos prismas. ....	42
Tabela 12: Módulos de elasticidade verificados no ensaio à compressão uniaxial dos prismas. ....	42
Tabela 13: Resultados do ensaio à compressão de prismas realizado por Carvalho (2015). ...	44
Tabela 14: Resultados do ensaio de compressão dos modelos de referência (em cima) e reforçados (em baixo).....	50
Tabela 15: Módulos de elasticidade (E) verificados no ensaio à compressão uniaxial dos modelos de referência.....	51
Tabela 16: Módulos de elasticidade (E) verificados no ensaio à compressão uniaxial dos modelos reforçados.....	52

Tabela 17: Resultados do ensaio de compressão diagonal dos modelos de referência (em cima) e reforçados (em baixo). .....	60
Tabela 18: Módulos de rigidez (G) verificados no ensaio à compressão diagonal dos modelos de referência. ....	61
Tabela 19: Módulos de rigidez (G) verificados no ensaio à compressão diagonal dos modelos reforçados. ....	62
Tabela 20: Resumo das resistências médias verificadas nos ensaios das unidades de BTC. ..	69
Tabela 21: Comparação das resistências médias verificadas para as unidades secas e para os prismas. ....	70
Tabela 22: Resumo das resistências médias verificadas nos ensaios às paredes de alvenaria de BTC. ....	70
Tabela 23: Comparação das resistências médias verificadas para as unidades secas e para as alvenarias de referência. ....	71

## **CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO**

### **1.1. Motivação**

A utilização de terra como material construtivo é uma prática ancestral. Várias técnicas foram desenvolvidas e são utilizadas até hoje, tais como a taipa, o adobe, o tabique e mais recentemente os blocos de terra comprimida (BTC). É possível encontrar edificações feitas de terra um pouco por todo o mundo. Este tipo de material apresenta diversas vantagens como a sua sustentabilidade, baixo consumo energético, maleabilidade e elevada inércia térmica, por exemplo.

No entanto, a utilização da terra como material resistente na indústria de construção ainda é bastante limitada. A predominância dos materiais tradicionais é notória, e o conhecimento adquirido ao longo de centenas de anos de utilização de madeira, aço, betão armado e alvenaria nos mais diversos tipos de edifícios certamente constitui um obstáculo à sua consolidação. No entanto, este cenário está progressivamente a ser alterado. Países como Alemanha, Espanha e Nova Zelândia já criaram normas que regulamentam a construção com terra, o que demonstra um interesse crescente pela utilização deste material (Torgal et al., 2009).

Em meados do século XX, o desenvolvimento de uma técnica construtiva com BTC veio a apresentar-se como uma solução de construção em terra diferente das demais alternativas, já que apresentava um controlo de produção mais rigoroso, bem como uma maior adaptabilidade às condições técnicas e arquitetónicas de cada local, e que permitia utilizar os blocos de terra não só como elementos estruturais, mas também como elementos de enchimento (Oliveira J. , 2014).

## **1.2. Objetivos do trabalho**

Este trabalho vem dar continuidade aos estudos que têm sido desenvolvidos na Universidade do Minho ao longo dos últimos anos, no que diz respeito à construção com BTC. A utilização destes blocos de terra revela algumas fragilidades que têm que ser contornadas, de modo a que seja viável a sua implementação definitiva na indústria da construção civil. Estas fragilidades traduzem-se na fraca resistência à água e no fraco desempenho que este tipo de construções apresenta quando submetido a determinadas solicitações, em comparação aos materiais tradicionais. É de destacar o mau comportamento perante ações sísmicas, sendo este um dos principais problemas apontados quando surge a discussão em torno dos BTC.

Dado que trata-se de um método construtivo relativamente recente, é fundamental que sejam levados a cabo ensaios de caracterização mecânica para diferentes solicitações e tipologias construtivas. Nesse âmbito, os trabalhos desenvolvidos na presente dissertação têm como objetivo permitir o conhecimento de alguns destes parâmetros, de modo a ampliar a base de conhecimentos acerca desta técnica.

Os objetivos que se pretende atingir podem ser resumidos nos tópicos seguintes:

- Avaliar o comportamento de unidades de BTC quando sujeitas a esforços de compressão e flexão e a influência do teor de humidade no seu desempenho;
- Avaliar o comportamento de prismas de BTC quando sujeitos a esforços de compressão uniaxial;
- Avaliar o comportamento de alvenaria de BTC quando sujeita a esforços de compressão uniaxial;
- Avaliar o comportamento de alvenaria de BTC quando sujeita a esforços de corte;
- Avaliar o comportamento e a influência de reforço com varão embebido verticalmente em argamassa e reboco armado em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de compressão;
- Avaliar o comportamento e a influência de reforço com varão embebido verticalmente em argamassa e reboco armado em alvenarias estruturais de BTC quando sujeitas a esforços de corte.

Deste modo, pretende-se que o trabalho aqui desenvolvido possa enriquecer o conhecimento existente acerca da utilização dos BTC na construção, e assim servir de base para que futuros estudos possam ser feitos no sentido de uma utilização mais assídua desta técnica.

### **1.3. Metodologia**

Para realizar os trabalhos acima referidos foi necessário dar início a uma pesquisa bibliográfica de normas e especificações nacionais e internacionais, bem como de trabalhos já realizados sobre a matéria.

Iniciando a parte prática, foi necessário avaliar a adequabilidade do solo residual granítico (SRG) para a produção de BTC, através de vários ensaios laboratoriais. Uma vez realizados estes ensaios, e feitas as correções necessárias para que o solo tivesse as propriedades desejadas, passou-se para o fabrico dos blocos.

Após os BTC terem sido fabricados e deixados a curar, foram construídos os elementos a ser ensaiados. Para o efeito, construíram-se 5 prismas de junta argamassada, com o objetivo de ensaiá-los à compressão uniaxial. Construíram-se também 6 modelos de paredes a ser solicitados à compressão uniaxial e 6 com o objetivo de testá-los à compressão diagonal, num total de 12 modelos. Cada conjunto de 6 foi dividido em dois subconjuntos: 3 eram modelos de referência, isto é, sem qualquer tipo de reforço, e os restantes 3 eram modelos reforçados com varões de aço inseridos nos aligeiramentos dos blocos e malha polimérica rebocada aplicada nas duas faces principais. Esta distinção prende-se com o objetivo de avaliar a influência do reforço na capacidade resistente destes modelos quando estão sujeitos a esforços de compressão e corte.

Para além disto, um total de 20 blocos foram ensaiados, sendo que 10 foram avaliados quanto à sua resistência à compressão e 10 foram ensaiados à flexão. Dos 10 BTC destinados a cada ensaio, 5 estavam em estado saturado e 5 em estado seco. Deste modo, foi possível observar os efeitos da saturação dos blocos na sua capacidade resistente a estas duas solicitações.

Após a construção de todos os elementos, realizaram-se os ensaios pretendidos com vista a obter os valores de resistência para cada um. Este trabalho complementou os estudos anteriormente desenvolvidos por Carvalho (2015) e Ribeiro (2015), dado que foram utilizados o mesmo tipo de solo e os mesmos BTC, e os ensaios realizados incidiram sobre o mesmo tipo de solicitações, ainda que com algumas modificações aos provetes ensaiados.

#### **1.4. Organização do documento**

A presente dissertação foi organizada em sete capítulos. De seguida, apresenta-se resumidamente o conteúdo de cada um:

O capítulo 1 menciona os aspectos que estiveram na base da realização deste trabalho, os objetivos específicos que se pretende atingir e a metodologia seguida para alcançar os resultados pretendidos.

O capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica sobre a construção em terra em Portugal e no resto do mundo, abordando um pouco da sua história, as principais técnicas de construção em terra existentes e exemplos de edificações realizadas com base neste material. No fim do capítulo, aborda-se de forma mais específica os BTC, que são o tema principal deste trabalho. Aqui analisam-se alguns dos principais trabalhos desenvolvidos na Universidade do Minho sobre este assunto.

O capítulo 3 foca-se na caracterização dos materiais que foram utilizados no processo de fabrico dos BTC. Para tal, apresentam-se os ensaios realizados para avaliar as propriedades geotécnicas do solo granítico residual, e os resultados que daí vieram e permitiram concluir sobre a adequabilidade deste solo para a construção de alvenaria em BTC. Para além disto, é feita uma breve descrição dos materiais utilizados na estabilização do solo, isto é, da argila e do cimento.

O capítulo 4 relata a construção dos blocos de terra e dos prismas, bem como do procedimento de ensaio destes elementos. É efetuada a caracterização geométrica dos BTC, a apresentação do seu processo construtivo e os ensaios à compressão e à flexão dos blocos ao

fim de 90 dias de cura, de acordo com as normas aplicáveis. Do mesmo modo, descreve-se a construção dos prismas e o ensaio à compressão realizado nestes elementos e faz-se uma análise aos resultados obtidos em todos os ensaios.

O capítulo 5 expõe a caracterização do comportamento da alvenaria estrutural de BTC para o ensaio de compressão uniaxial. Neste capítulo é descrita a construção dos modelos de alvenaria e o ensaio realizado, de acordo com as normas aplicáveis. Na análise de resultados são discutidos os valores de resistência à compressão verificados para os modelos de referência e para os modelos reforçados, o que permite tirar algumas conclusões acerca da eficácia dos reforços utilizados.

O capítulo 6 trata da caracterização do comportamento da alvenaria estrutural de BTC para o ensaio de compressão diagonal, permitindo mais uma vez a comparação direta entre a capacidade resistente observada para os modelos de referência e para os modelos reforçados com varões de aço e reboco armado, o que permite concluir acerca da eficácia do sistema de reforço adotado para este tipo específico de solicitação.

Por último, no capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões sobre os trabalhos desempenhados e também algumas sugestões para o desenvolvimento de futuros estudos sobre a construção de alvenaria com BTC.





## **CAPÍTULO 2 – A CONSTRUÇÃO EM TERRA**

### **2.1. Introdução**

É comum pensar-se que a construção em terra é uma técnica arcaica e que já caiu em desuso há muito tempo. Também é comum associar-se este tipo de construções a casas de barro com fraca capacidade resistente, localizadas em comunidades desfavorecidas economicamente e que existem por falta de opção de utilizar outros materiais com melhores características. Contudo, estas ideias não estão corretas.

A terra, enquanto material construtivo, já é utilizada há milhares de anos. O recurso a este material terá sido uma ação lógica tomada pelo Homem, que podia encontrá-lo em abundância na natureza. Com o passar do tempo, foram surgindo diferentes técnicas, mais inovadoras e eficazes de construir. Alguns autores estimam que cerca de 50% da população mundial – 3 mil milhões de pessoas – viva em construções de terra (Jalali & Eires, 2008), enquanto outros afirmam que esta percentagem deve rondar os 30% (Almeida, 2012). Embora não haja consenso em relação ao valor estimado, é certo que a quantidade de pessoas que vive em habitações de terra é muito maior do que se supõe à partida.

A terra apresenta diversas vantagens, uma vez que trata-se de um material económico, reutilizável e sustentável, o que se reflete no baixo consumo energético envolvido no processo construtivo. Apesar destes fatores, a sua utilização nos países industrializados permanece reduzida em comparação aos materiais tradicionais. Contudo, este cenário está a ser alterado gradualmente.

## 2.2. A construção em terra pelo mundo

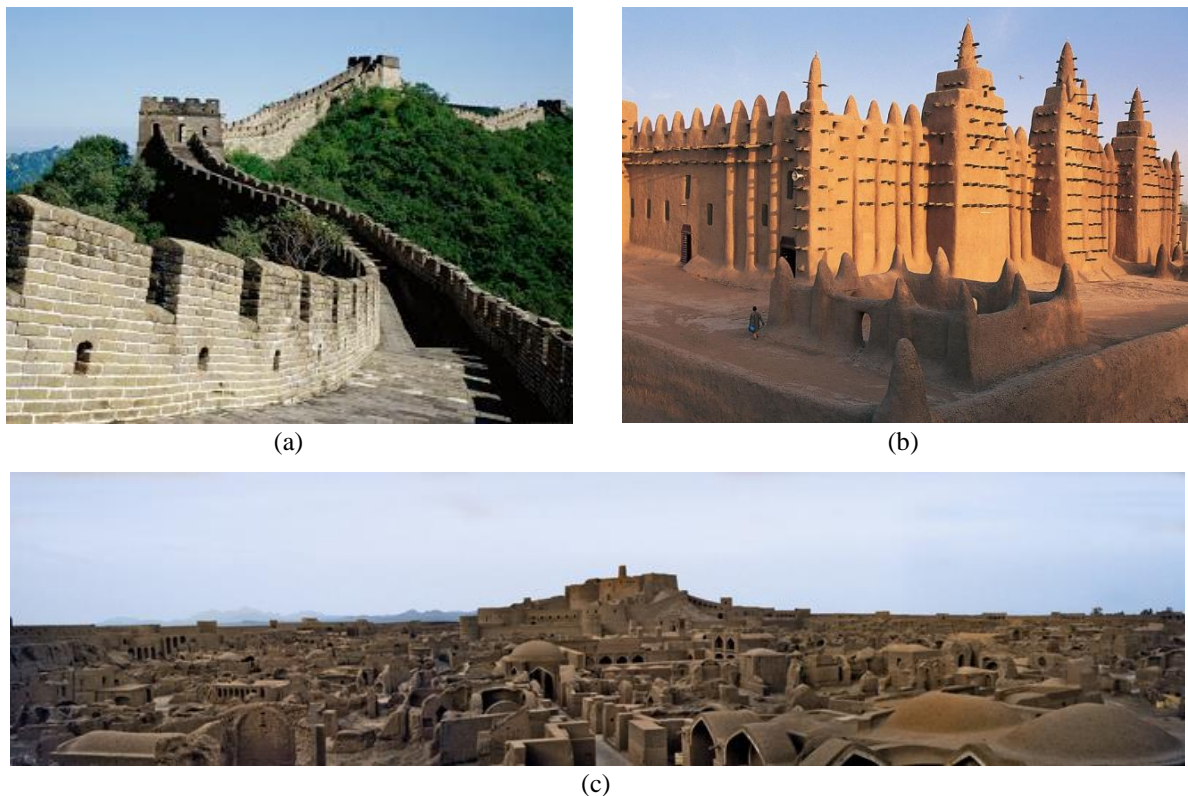
A construção em terra está presente um pouco por todo o mundo (Figura 1). Embora não se saiba dizer ao certo quando surgiu, há registos da sua utilização em civilizações e locais ancestrais, desde a China ao Antigo Egito. Cerca de 17% das construções classificadas pela UNESCO como Património da Humanidade foram construídas com terra (Oliveira J. , 2014).



**Figura 1:** Distribuição da construção em terra pelo mundo [1].

Nos últimos anos, tem-se assistido a um interesse crescente pelo desenvolvimento da construção com terra. Vários países já publicaram normas técnicas para a sua aplicação em obra. São exemplos disso a Alemanha (1999), que foi o primeiro país da União Europeia a criar uma norma para a construção com argila e terra (Torgal et al., 2009), a Nova Zelândia (1999), o Zimbabwe (2001) e a Austrália (2002).

Ao contrário do que se possa pensar, as construções em terra não se resumem a pequenos edifícios em locais remotos, como demonstra a Muralha da China, que teve partes construídas em taipa, bem como a Grande Mesquita de Djenné, no Mali, construída em adobe, ou a cidadela de Arg-e Bam, no Irão (Figura 2), que é a maior estrutura do mundo em adobe, datada de cerca de 500 a.C. (Minke, 2012).



**Figura 2:** (a) Muralha da China [2]; (b) Grande Mesquita de Djenné [3]; (c) Cidadela de Arg-e Bam [4].

Entre os motivos que justificam este interesse crescente e que podem ser apontados como argumentos a favor da utilização deste material, destacam-se:

- Bom desempenho térmico e acústico, devido à inércia térmica do solo, o que possibilita a regulação do clima interior das casas, ficando estas frescas durante o dia e aquecidas durante a noite;
- Baixo custo de construção, uma vez que a matéria-prima utilizada é um material que existe em abundância em diversos locais do mundo;

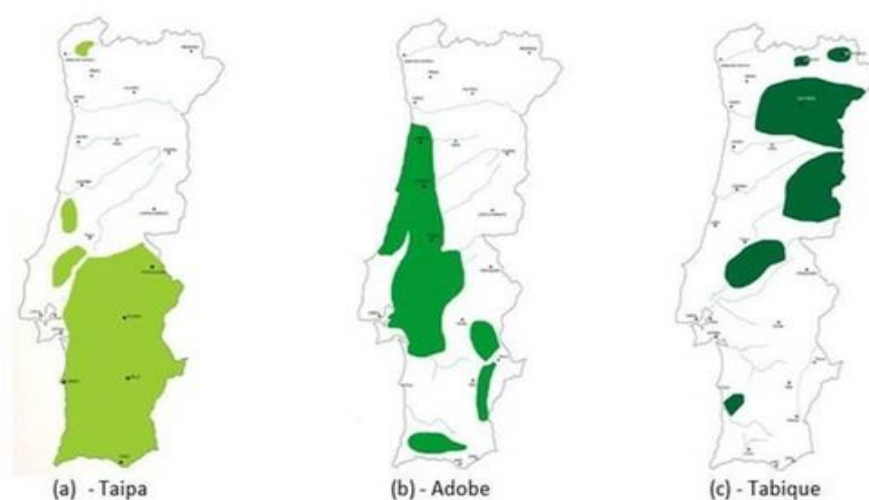
- Baixas emissões de CO<sub>2</sub>, não contribuindo para o efeito de estufa, o que promove a sustentabilidade do nosso planeta;
- Possibilidade de ser reutilizada aquando da demolição dos edifícios, se isso acontecer, o que faz da terra um material ecológico;
- Grande possibilidade de variações estéticas e arquitetónicas, dado que a cor, a textura e outras propriedades da terra variam em função do local;
- Elevada resistência ao fogo, dado que a terra é um material não combustível;
- Promoção da autonomia construtiva de populações em todo o mundo, que podem utilizar este material para fazer as suas casas;
- Maleabilidade do material, que possibilita um grande número de opções arquitetónicas;
- Promoção da independência financeira de populações mais necessitadas, relativamente aos países industrializados, facilitando o seu desenvolvimento social e económico.

Porém, existem também limitações que constituem obstáculos à sua utilização:

- Fraca resistência às chuvas e humidades ascensionais, o que se traduz numa durabilidade frágil dependendo da localização geográfica do edifício;
- Elevada retração no momento da secagem, o que implica uma redução nas suas propriedades mecânicas e no surgimento de fissuras;
- Falta de conhecimentos técnicos e normas que suportem a sua implementação na indústria de construção civil;
- Baixa resistência mecânica, nomeadamente à tração e à flexão, quando comparada com os materiais tradicionais utilizados na construção;

- Fraca resistência à ação sísmica, o que limita a sua aplicação em várias partes do globo;
- Necessidade de estabilização química do solo, dado que o solo local nem sempre é adequado à construção.

Em Portugal, as técnicas de construção em terra mais comuns são a taipa, o adobe, o tabique e mais recentemente os BTC. Um pouco por todo o país podem ser observados exemplos de edifícios erguidos com recurso a estas técnicas (Figura 3). A taipa está presente essencialmente nas regiões do Algarve e Alentejo, devido ao tipo de solo aí existente, sendo muito residual a sua presença em outros pontos do país. O adobe também marca presença nestas regiões, embora seja mais expressivo nos distritos de Santarém, Leiria, Coimbra e Aveiro. De facto, cerca de 25% das construções existentes na cidade de Aveiro são feitas em adobe (Almeida, 2012). O tabique pode ser encontrado mais frequentemente nas regiões Norte e Centro, com destaque para os distritos de Bragança, Vila Real e Guarda.



**Figura 3:** Distribuição da construção em terra por Portugal [5].

## 2.3. Técnicas construtivas

No que diz respeito às técnicas existentes, Houben & Guillaud (1994) identificaram 18 técnicas construtivas em terra, distribuídas por três categorias: estruturas monolíticas, estruturas em alvenaria e estruturas de suporte com enchimento de terra.

As estruturas monolíticas são formadas por elementos de grandes dimensões, construídos inteiramente em terra e erguidos *in situ* (e.g. taipa). As estruturas em alvenaria são compostas por pequenas unidades, que são usadas para construir elementos como paredes, arcos e abóbadas (e.g. adobe e BTC). Finalmente, as estruturas de suporte com enchimento de terra recorrem a outros materiais que desempenham a capacidade resistente, servindo a terra apenas como material de enchimento (e.g. tabique).

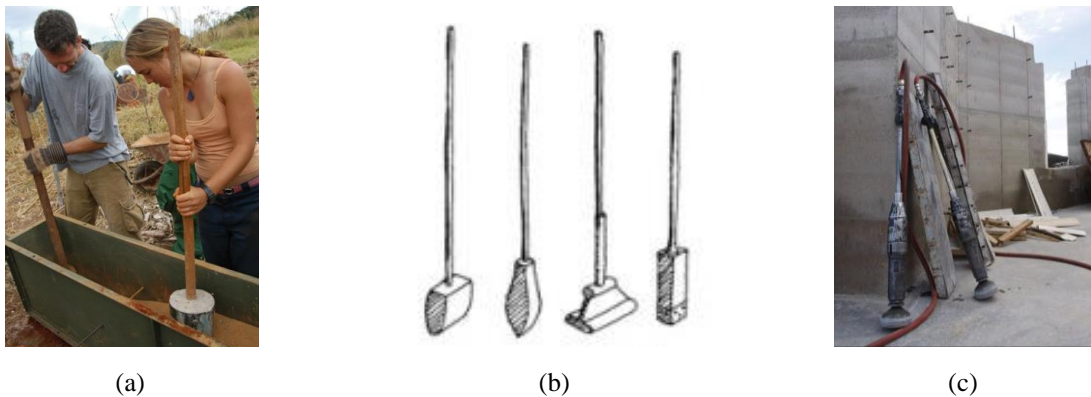
**Tabela 1:** Técnicas construtivas em terra. Adaptado de Houben & Guillaud (1994).

Estrutura monolítica	Estrutura em alvenaria	Estrutura de suporte com enchimento de terra
	6 – Blocos apilados	
1 – Terra escavada	7 – Blocos compactos	14 – Terra de recobrimento
2 – Terra plástica	8 – Blocos cortados	15 – Terra sobre engradado
3 – Terra empilhada	9 – Torrões de terra	16 – Terra palhada
4 – Terra moldada	10 – Adobe mecânico	17 – Terra de enchimento
5 – Taipa	11 – Adobe manual	18 – Terra de cobertura
	12 – Adobe moldado	
	13 – Terra extrudida	

### 2.3.1. Taipa

A taipa é a técnica mais conhecida em Portugal, especialmente no sul do país, e trata-se de um método construtivo de fácil execução, mais adequado a zonas de clima quente e seco, sendo uma ótima solução para determinadas condições termo-geográficas. A taipa continua a ser utilizada nos dias de hoje. Esta técnica consiste na introdução de terra ligeiramente humedecida numa cofragem de madeira (taipal), em camadas de 10 a 20 cm, que serão compactadas.

A compactação das camadas pode ser feita manualmente, com um pilão, ou com compactadores elétricos (Figura 4), até se atingir o nível de compacidade adequado. A camada seguinte é então adicionada e o processo repete-se sucessivamente. Ao ser atingida a altura pretendida, a cofragem é retirada.



**Figura 4:** (a) compactação manual [6]; (b) diferentes tipos de compactadores manuais [7]; (c) compactadores pneumáticos [8].

### 2.3.2. Adobe

Sendo uma das técnicas mais antigas utilizadas pelo Homem, a utilização de adobe consiste no fabrico de blocos a partir de uma mistura de terra e água, reforçada com fibras vegetais como palha, estrume e cal, para reduzir a retração e fissuração causadas pela secagem ao sol (Houben & Guillaud, 1994). Os blocos podem ter diversos formatos, sendo adaptáveis a uma variedade de elementos construtivos, desde paredes a arcos e abóbadas. O assentamento e possível revestimento das paredes de adobe também deve ser feito com argamassas à base de terra, para permitir uma melhor continuidade do material.



**Figura 5:** (a) Casa em adobe em Santa Fé, Novo México [9]; (b) Blocos de adobe [10].



A terra utilizada neste método é mais argilosa do que a das restantes técnicas, motivo pelo qual os blocos de adobe não devem ser expostos à humidade. Caso contrário, a argila dissolve com facilidade.

### 2.3.3. Tabique

A construção em tabique é realizada tendo por base uma estrutura de madeira, que é preenchida com terra, e frequentemente palha e casulos de espigas de milho. Esta técnica distingue-se das restantes pois neste caso a terra é utilizada como material de enchimento e revestimento em vez de material resistente, papel que cabe à madeira. Por este motivo, é fundamental que este tipo de construções sejam bem ventiladas, caso contrário é comum o ataque de agentes biológicos como térmitas e caruncho (Pinto, et al., 2011).

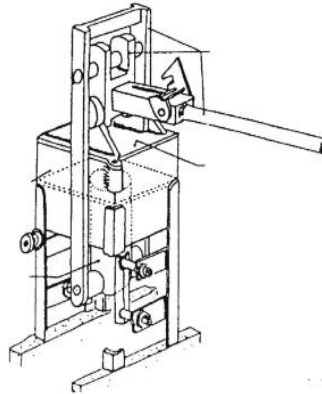


**Figura 6:** Exemplos de construções em tabique (Ferreira, 2012).

## 2.4. A construção com BTC

Desde o século XVIII que na Europa já se desenvolviam técnicas para a produção de blocos feitos de terra e desde então várias prensas foram construídas (Minke, 2012). No entanto, esta técnica ganhou um novo impulso a partir dos anos 1950, quando foi desenvolvida na Colômbia a prensa manual Cinva RAM (Figura 7), um sistema simples, robusto e económico.





**Figura 7:** Prensa Cinva RAM (Minke, 2012).

A sua produção consiste basicamente na introdução de terra humedecida no molde de uma prensa, que pode ser manual ou automática. As prensas manuais requerem mais mão-de-obra e tempo de fabrico, embora sejam mais ecológicas. A sua utilização ainda é muito popular, especialmente nos países em desenvolvimento. As prensas automáticas são máquinas mais modernas e eficazes e permitem a produção de mais unidades por dia, o que se traduz num maior rendimento. No entanto, têm como desvantagem o consumo energético inerente à sua utilização. Os blocos fabricados em prensas automáticas possuem melhores resistências mecânicas, dado que a compactação do solo é mais eficaz, o que resulta num menor índice de vazios (Ribeiro, 2015). Após a produção, as unidades são deixadas a curar.

A utilização dos BTC tem vindo a crescer, sendo este um material cada vez mais utilizado em construções recentes e em países como Alemanha e Estados Unidos (Figura 8).



**Figura 8:** Casa em BTC a ser construída no Texas, EUA [11].

Apesar de serem semelhantes aos blocos de adobe, os BTC apresentam algumas vantagens:

- Podem ser armazenados imediatamente;
- Permitem maior controlo na qualidade de produção;
- Possibilitam o fabrico de uma maior variedade de formatos de blocos;
- Possuem maior resistencia à compressão e à erosão;
- Se perfurados, reduzem a formação de resíduos, visto não ser necessário partir as paredes para inserção de tubos de instalações (e.g. eletricidade);
- A sua produção dispensa mão-de-obra especializada, dado que as máquinas de produção são simples de ser utilizadas.

No entanto, também existem desvantagens associadas a este método construtivo:

- Necessidade frequente de estabilização do solo;
- Baixo desempenho mecânico quando comparado a outros materiais tradicionais;
- Inexistência de regulamentação para a construção com este material.

### **2.4.1. Trabalhos anteriormente desenvolvidos**

Importa referir alguns dos trabalhos desenvolvidos ao longo dos últimos anos na Universidade do Minho, no que diz respeito ao desempenho de unidades de BTC, prismas e estruturas de alvenaria, em cujas construções foi utilizado SRG.

Oliveira (2014) estudou a estabilização do SRG da região do Minho, através de ativação alcalina e conduziu testes a vários tipos de argamassas, para determinar qual seria a melhor opção a utilizar na construção de estruturas em BTC. No referente à resistência à compressão, foram avaliados os comportamentos de BTC para vários tempos de cura, bem como de prismas e paredes de alvenaria de BTC de pano simples. Também foram realizados ensaios de corte em prismas. Os ensaios efetuados nos prismas e paredes de alvenaria foram realizados em provetes de junta seca e argamassada, a fim de efetuar uma análise comparativa. A conclusão foi de que a junta argamassada conduziu a melhores resistências.

Carvalho (2015) testou várias misturas diferentes à base de solo, cimento e caulino com o objetivo de verificar qual delas seria a mais adequada para o fabrico de BTC. Com o intuito de avaliar a eficácia da utilização de reforço em alvenarias e observar o comportamento de paredes de junta argamassada em relação a paredes de junta seca, foram realizados ensaios de compressão em paredes de pano simples reforçadas com varões de aço e paredes reforçadas com reboco armado. A conclusão foi de que, mais uma vez, a junta argamassada levou a melhores resultados, e no que diz respeito aos sistemas de reforço, os mesmos provaram melhorar a capacidade resistente dos elementos ensaiados. Também foram efetuados ensaios de compressão em prismas de junta seca e argamassada, cujos resultados corroboraram os obtidos por Oliveira (2014).

Os ensaios realizados por Ribeiro (2015) basearam-se na determinação da resistência ao corte em prismas e na avaliação da presença de sistemas de reforço distintos no comportamento de paredes de pano simples à compressão diagonal. Metade das paredes foi reforçada somente com varões de aço e a outra metade foi reforçada apenas com reboco armado. Concluiu-se que os modelos reforçados apresentavam um comportamento superior, e que o reforço com reboco armado conduzia a resistências superiores em comparação ao reforço com varões. Quanto à presença de junta argamassada, os resultados obtidos foram, mais uma vez, ao encontro do que já havia sido observado anteriormente.



## **CAPÍTULO 3 – CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

### **3.1. Introdução**

Antes de se iniciar qualquer tipo de construção em terra, é importante saber se o solo que será utilizado é adequado para esse fim. A potencialidade do solo argiloso para este tipo de construção já é conhecida. Na presente dissertação foi utilizado SRG, normalmente chamado de saibro, obtido nos arredores da cidade de Guimarães. O solo foi submetido a ensaios de caracterização geotécnica, a fim de avaliar a sua adequabilidade para a produção de BTC. O cimento foi utilizado como agente estabilizador do solo e o caulino serviu para proceder à correção granulométrica do mesmo.

### **3.2. Solo**

Para o solo em estudo, foram realizados ensaios a algumas das suas características geotécnicas como granulometria, limites de consistência, densidade de partículas e ótimo de compactação, ou ensaio de Proctor. O procedimento seguido para cada ensaio será descrito e os resultados analisados. De forma a garantir a homogeneidade das características do solo utilizado na produção de BTC, cada ensaio foi realizado em duas ocasiões distintas: no início do fabrico dos blocos e durante a produção dos mesmos.

O ensaio de caracterização granulométrica foi realizado segundo o disposto na especificação LNEC E196 (1966). No que diz respeito aos ensaios de limites de consistência, os mesmos seguiram a norma NP 143 (1969). O ensaio de Proctor foi realizado de acordo com a especificação LNEC E197 (1966), e o ensaio para determinação da densidade das partículas foi realizado segundo a norma NP 83 (1965).

Antes do início dos ensaios, procedeu-se à preparação do solo. Para isso, o mesmo foi colocado sobre a superfície de uma bancada plana e seca, e virado por várias vezes com uma

espátula de modo a deixar o máximo da sua superfície a secar à temperatura ambiente. O processo foi repetido ao fim de 24 horas. Após este período, foi feito o esquartelamento, peneiração e pesagem do solo (Figura 9), bem como a sua divisão nas quantidades necessárias para a realização dos ensaios acima mencionados.



(a)



(b)

**Figura 9:** (a) Esquartelamento do solo; (b) Peneiração do solo.

### 3.2.1. Ensaios de caracterização granulométrica

O solo existente é composto por diferentes tipos de partículas, que podem dividir-se essencialmente em cascalho, areia, silte e argila, e cada uma destas categorias possui propriedades distintas. Por esse motivo, é importante conhecer a quantidade com que cada uma delas está presente no solo em estudo.

Os ensaios de caracterização granulométrica permitem a determinação, de forma simplificada, das frações de argila, silte, areia e cascalho que compõem o solo. Para o ensaio de análise granulométrica foram seguidos os passos preconizados na especificação LNEC E196 (1966). Para o ensaio de densidade das partículas, seguiu-se o disposto na norma NP 83 (1965).

O ensaio de análise granulométrica é realizado fazendo passar o solo através de uma série de peneiros da norma ASTM (*American Society for Testing and Materials*) com diferentes aberturas, empilhados verticalmente, por ordem dos seus diâmetros de abertura, estando na base o peneiro com menor diâmetro e no topo o peneiro com a malha mais aberta. Após a agitação desta série de peneiros, feita com recurso a um agitador elétrico, a quantidade de solo

retida em cada um foi registrada. Separaram-se os grãos grossos, retidos no peneiro #10 (2mm), compostos por cascalho e areia, dos restantes. Todo o solo que atravessou o peneiro #10 foi esquartelado até se obter 100g. A esta quantidade de solo foram adicionados 100ml de líquido antifloculante e a mistura foi aquecida até à temperatura de 40°C, tendo sido acrescentada de seguida uma quantidade de solo. A mistura foi aquecida e agitada e, de seguida, passada pelo peneiro #200 (0,074mm), apoiado num funil que escoou para um provete graduado de 1000 ml. Com o provete cheio até ao ponto desejado, deu-se início ao ensaio de sedimentação, com o objetivo de avaliar a quantidade de silte e argila existentes na amostra de solo que passou pelo peneiro #200.



**Figura 10:** Etapas do ensaio de análise granulométrica.

Este ensaio baseia-se na determinação da velocidade de sedimentação das partículas finas, parâmetro através do qual será possível conhecer de forma objetiva a quantidade de silte e de argila presentes no solo. Para a realização do ensaio são medidas a densidade do líquido contido no provete, com o auxílio de um densímetro, e a temperatura do mesmo, em intervalos de tempo pré-estabelecidos.

A Tabela 2: Resultados da caracterização geotécnica. Adaptado de Soares (2016). Tabela 2 apresenta os resultados obtidos para estes dois ensaios:

**Tabela 2:** Resultados da caracterização geotécnica. Adaptado de Soares (2016).

Ensaio	Parâmetro em avaliação	Resultados	
		Ensaio 1	Ensaio 2
Análise Granulométrica (LNEC E196, 1966)	Seixo e areia (%) ( $0.06\text{mm} < \Phi \leq 20\text{mm}$ )	82%	76,6%
	Silte (%) ( $0.002\text{mm} < \Phi \leq 0.06\text{mm}$ )	14%	14,8%
	Argila (%) ( $\Phi \leq 0.002\text{mm}$ )	4%	8,6%
Densidade das Partículas (NP 83, 1966)	Peso específico dos grãos ( $\text{g/cm}^3$ )	2,62	2,62

Por análise da tabela, é possível observar que o solo em estudo possui uma natureza arenosa, dado que a fração de seixo e areia ronda os 80% da sua composição. A percentagem de argila é reduzida, não cumprindo o valor mínimo que é exigido em grande parte das normas e especificações, o que pode comprometer a resistência dos BTC. Porém, outros autores sugerem intervalos mais permissivos. Houben & Guillaud (1994) admitem que o solo possa conter entre 0 a 80% de areia e seixo, 10 a 50% de silte e 5 a 30% de argila.

Relativamente à densidade das partículas, este parâmetro corresponde ao quociente entre a massa de um dado volume dessas partículas à temperatura ambiente e a massa de igual volume de água destilada. A densidade normalmente apresentada pelas partículas de solo é de  $2,65 \text{ g/cm}^3$ , um valor bastante próximo a  $2,62 \text{ g/cm}^3$ , obtido em ambos os ensaios.

### 3.2.2. Ensaio de Proctor

O ensaio de Proctor permite determinar o teor ótimo de humidade do solo, que é a quantidade de água que garante o rearranjo das suas partículas, de modo a que estas ocupem o menor espaço possível, por aplicação de uma determinada energia de compactação. Ao teor ótimo de humidade está associada a baridade seca máxima do solo.



Parte do solo em estudo foi submetida ao ensaio de Proctor leve (solo A) e outra parte foi submetida ao ensaio de Proctor pesado (solo B). Estes dois ensaios distinguem-se pela energia de compactação que é aplicada ao solo, através do pilão de compactação. A energia aplicada no ensaio de Proctor leve é a que mais se assemelha à utilizada no fabrico dos BTC em estudo, já que estes foram fabricados com recurso a uma prensa manual.

O procedimento de ensaio foi realizado de acordo com a especificação LNEC E197 (1966), e iniciou-se com a preparação das amostras necessárias ao ensaio. A cada amostra de solo, previamente separada, adicionou-se água com o auxílio de um pulverizador manual, sendo a quantidade de água calculada em função da massa de solo. Assim, obtiveram-se 6 amostras com percentagens de humidade de 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%. Cada amostra dará origem a um ponto no gráfico, e é necessário que tenhamos quatro pontos com teor em água abaixo do valor expectável teor em água ótimo, e dois pontos com teor em água acima do valor ótimo, para que seja possível obter uma curva de compactação.

Posteriormente, cada amostra foi dispersa num tabuleiro, onde se procedeu à sua divisão em três camadas para o ensaio de compactação. As camadas foram colocadas num molde pequeno fixado na base do prato de ensaio na máquina de Proctor, e cada uma recebeu 25 pancadas (Figura 11).



**Figura 11:** Compactação do solo no molde.

Após esta fase, o conjunto ‘molde + provete’ foi pesado e foram retiradas duas amostras de solo, a cerca de 2 cm das extremidades, para determinação do teor em água. Os resultados dos ensaios podem ser observados na Tabela 3:

**Tabela 3:** Resultados dos ensaios de Proctor. Adaptado de Soares (2016).

Ensaio	Parâmetro em avaliação	Resultados	
		Ensaio 1	Ensaio 2
Ensaio de Proctor Leve (LNEC E197, 1966)	Teor em água ótimo (%)	12,1	15,9
	Baridade seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,71	1,75
Ensaio de Proctor Pesado (LNEC E197, 1966)	Teor em água ótimo (%)	12,3	12,6
	Baridade seca máxima (g/cm <sup>3</sup> )	1,88	1,92

Num momento inicial, é possível observar que os valores de teor em água ótimo são bastante semelhantes em ambos os ensaios. No entanto, no segundo ensaio o solo A apresentou um teor em água ótimo superior ao solo B. Isto deve-se ao facto de que, por lhe terem sido aplicadas pancadas mais leves, o solo sofreu uma compactação menos expressiva, o que deu origem a um índice de vazios superior ao solo B. Como tal, o solo A suporta uma quantidade de água superior, o que se reflete no seu teor em água ótimo.

No que se refere à baridade seca máxima, esta demonstrou possuir valores mais elevados para o solo B, o que se justifica pelo facto de existir neste solo uma maior energia de compactação, o que dá origem a uma maior baridade seca e por conseguinte, uma menor permeabilidade e porosidade do solo.

Segundo Doat et al. (1991), o teor em água ótimo mais desejável para o solo deve estar compreendido entre 9 e 17%, portanto ambos os solos possuem valores adequados para este parâmetro. Contudo, o mesmo autor refere que um solo que possua baridade seca máxima entre 1,65 e 1,76 g/cm<sup>3</sup> é um solo que apresenta fraco desempenho. Por outro lado, se a sua baridade estiver entre 1,76 e 2,10 g/cm<sup>3</sup>, o solo possui valores muito satisfatórios. A partir daqui é possível concluir que o solo A, que foi submetido a uma energia de compactação mais próxima àquela empregue no fabrico dos BTC, possui uma baridade que não é adequada para

a construção em terra. Por sua vez, o solo B apresenta ótimos valores relativamente a este parâmetro.

### 3.2.3. Ensaio aos limites de consistência

Estes ensaios permitem definir os teores de água que correspondem às fronteiras do estado de comportamento do solo fino, podendo este ser sólido, semissólido, plástico ou líquido. Os ensaios foram realizados segundo o disposto na norma NP 143 (1969).

A determinação do limite de liquidez consiste em determinar o teor em água necessário para que o comportamento do solo passe de plástico para líquido. Para a realização deste ensaio, foram pesados 100g de solo, aos quais se adicionou água destilada até formar uma mistura pastosa, que foi colocada na concha de Casagrande. Após fazer um sulco vertical na concha, a mistura foi sujeita a 25 pancadas e registou-se o número de pancadas necessárias para que as duas metades da amostra se unissem por uma extensão de 1cm. O processo foi executado até se obter quatro amostras, sendo que a quantidade de água adicionada à mistura foi controlada de modo a que duas amostras necessitassem de um número de pancadas inferior a 25 e as restantes necessitassem de mais de 25 pancadas, de acordo com a norma NP 143 (1969).



(a)



(b)

**Figura 12:** Ensaio ao limite de liquidez: (a) mistura de solo e água destilada; (b) sulco efetuado na concha de Casagrande.

A determinação do limite de plasticidade consiste em determinar o teor em água necessário para que o comportamento do solo passe de plástico para sólido. Para isso, o solo deve ser

rolado com as pontas dos dedos sobre uma superfície lisa, formando uma espécie de canudo cilíndrico. À medida que o canudo vai sendo rolado, a sua espessura diminui. Quando esta atingir 3mm, ele irá romper e assim é possível determinar o seu teor em água e descobrir o limite de plasticidade do solo.

Devido ao baixo teor de argila existente, não foi possível efetuar o ensaio, pelo que o solo foi classificado como não plástico (NP).

**Tabela 4:** Resultados dos ensaios aos limites de consistência. Adaptado de Soares (2016).

Ensaio	Parâmetro em avaliação	Resultados	
		Ensaio 1	Ensaio 2
Limites de Consistência	Limite de liquidez (%)	28	34
(NP 143, 1969)	Limite de plasticidade (%)	---	---

Comparando os resultados obtidos para cada ensaio e os parâmetros recomendados por diversos autores, pode-se concluir que o solo em questão não é adequado para o fabrico de BTC. Portanto, para que isso seja possível, é fundamental proceder à sua estabilização química, através da adição de um ligante, e à sua correção granulométrica, por meio da adição de caulino. Para além disto, a baixa percentagem de argila existente no solo poderá significar uma baixa coesão, o que justifica a adição deste material.

### 3.3. Adjuvantes

Optou-se por utilizar como ligante um cimento Portland de calcário da marca CIMPOR do tipo CEM II/B-L 32,5N constituído por clínquer ( $65\% \leq \text{clínquer} \leq 79\%$ ), calcário ( $21\% \leq \text{calcário} \leq 35\%$ ) e sulfato de cálcio regulador de presa, que apresenta uma resistência moderada em todas as idades (Soares, 2016).

Por outro lado, e dado que o solo analisado possui uma percentagem de argila bastante reduzida, será necessário adicionar-lhe uma quantidade de finos, de forma a aumentar a sua coesão. Para isso, optou-se por utilizar um caulino designado por Mibal-A, fornecido pela empresa Mibal – Minas de Barqueiros, S.A., do concelho de Barcelos.

Pinto (2004) efetuou a caracterização de uma série de parâmetros deste caulino. Os resultados podem ser observados na Tabela 5.

**Tabela 5:** Resultados da caracterização do caulino efetuada por Pinto (2004). Adaptado de Soares (2016).

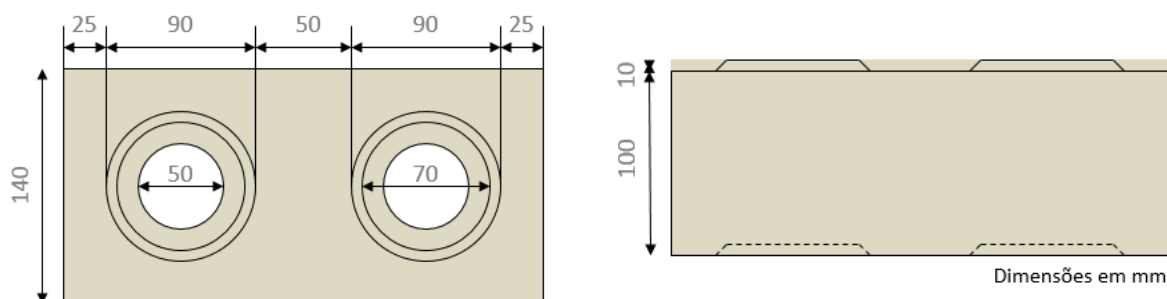
Análise	Ensaio	Parâmetro em avaliação	Resultados							
Química	Fluorescência de Raios-X	Composição (%)	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	TiO <sub>2</sub>
			47.0	37.10	0.90	0.10	0.15	0.20	2.00	0.10
	Absorção Atômica		50.75	43.48	2.45	0.02	0.11	0.04	---	0.57
			58.50	34.65	1.93	0.05	0.26	1.50	2.07	0.38
Granulometria	Dimensão das partículas (µm)		< 30		< 10		< 5		< 2	
	% acumulado		99 ± 1		93 ± 5		82 ± 5		68 ± 6	
Outras Propriedades	Gau de Brancura		75 - 85							
	Densidade		2.4 – 2.7							
	Absorção de Óleo		34 - 48							
	PH		6 - 9							



## CAPÍTULO 4 – CONSTRUÇÃO E ENSAIO DOS BLOCOS E PRISMAS

### 4.1. Construção dos blocos

Os blocos utilizados na elaboração dos elementos sujeitos aos ensaios possuem a geometria representada na Figura 13. A geometria destes blocos apresenta algumas características vantajosas, como a existência de vazamentos no bloco, que permitem não somente a passagem de instalações hidráulicas e elétricas, mas também a colocação de elementos de reforço, o que resulta numa redução do peso dos blocos. Outro ponto de destaque é a existência de duas saliências circulares nos aligeiramentos, que possibilitam um encaixe vertical mais eficaz e dispensam a utilização de argamassa de junta.



**Figura 13:** Geometria dos BTC. Adaptado de Sturm et al. (2014).

**Tabela 6:** Dimensões dos BTC.

<b>Comprimento (mm)</b>	280
<b>Largura (mm)</b>	140
<b>Altura (mm)</b>	100
<b>Diâmetro dos aligeiramentos (mm)</b>	50
<b>Área (cm<sup>2</sup>)</b>	352,7
<b>Volume (cm<sup>3</sup>)</b>	3527
<b>Peso (kg)</b>	7,67

Na produção de BTC utilizou-se uma mistura, em volume, composta por 85% de solo, 10% de cimento e 5% de caulino. Essa mistura foi determinada por Soares (2016), como sendo a mais adequada ao fabrico de BTC. Após a recolha do solo, o mesmo foi deixado a secar e posteriormente foi destorroado e peneirado, através de um peneiro com 10 mm de abertura de malha (Figura 14). Em seguida, procedeu-se à sua mistura com o cimento e o caulino nas proporções acima mencionadas, com recurso a baldes. Todos os materiais foram misturados com uma enxada até que obtivessem um aspecto uniforme e sem grãos.



(a)



(b)

**Figura 14:** (a) secagem do solo; (b) peneiração do solo.

Devido a possíveis perdas de características para tempos de espera superiores a uma hora, as misturas foram sendo feitas em quantidades controladas, de modo a que fosse possível fabricar 20 blocos por mistura. A adição de água deu-se com o auxílio de um regador, que permitiu dispersar de forma homogênea a água sobre a mistura e controlar a olho nu a densidade da mesma. Ao fim do processo, a mistura foi transferida para baldes, de onde seguiu para a prensa de fabrico dos blocos.

A prensa utilizada para a produção de BTC tanto pode ser manual como automática, sendo que a escolha de uma ou outra reflete-se na capacidade diária de produção de BTC. Com uma prensa manual é possível fabricar entre 300 a 1200 unidades por dia (Doat et al., 1991), enquanto numa prensa automática a capacidade de produção sobe para 1000 a 5000 unidades no mesmo período. Tanto numa prensa manual como numa automática, apenas é possível realizar a compactação e a ejeção dos blocos.



Para além destas, há ainda as unidades de produção móveis, nas quais é possível também realizar a preparação da mistura e fabricar de 1500 a 4000 blocos por dia (Minke, 2012). No caso em estudo, foi utilizada a prensa manual Terstaram® (Figura 15a), que permite a aplicação de uma tensão de compressão estática de até  $2\text{N/mm}^2$ . A mistura foi adicionada ao molde da prensa até metade da sua altura, sendo pressionada manualmente, de modo a eliminar a existência de vazios que pudessem constituir pontos de fragilidade do bloco. De seguida, adicionou-se o restante da mistura ao molde e procedeu-se à sua compactação.



**Figura 15:** (a) Prensa manual utilizada; (b) Cura dos BTC.

Após o seu fabrico, os blocos foram deixados a secar em cima de paletes de madeira e foram envoltos em película aderente, sendo deixados a curar por 7 dias (Figura 15b). Ao fim deste período, a película foi retirada e os blocos ficaram então expostos à temperatura e teor de humidade ambientes, numa segunda fase de cura, por um período de 21 dias, perfazendo um tempo de cura total de 28 dias, após o qual já possuíam coesão suficiente para serem utilizados.

Porém, antes de realizar qualquer ensaio foi necessário verificar a regularidade dos blocos, isto é, que estes possuíam características semelhantes entre si e que iam ao encontro do disposto nas normas. O controlo foi realizado tanto a nível das dimensões dos blocos como a nível do seu peso. Para tal foram seleccionadas 10 unidades, das quais foram obtidas as dimensões necessárias à verificação dos pesos volúmenes dos blocos, com o auxílio de um paquímetro. Foram medidas as três direções principais do bloco, bem como os diâmetros

internos e externos dos aligeiramentos. O controlo do peso dos BTC foi realizado através da pesagem de cada unidade numa balança digital.

#### **4.2. Ensaio dos blocos à compressão**

O ensaio dos blocos à compressão foi realizado de acordo com o disposto na norma NP EN 772-1 (2002) para uma idade de cura de 90 dias. Este ensaio teve como objetivo avaliar a resistência dos mesmos à referida solicitação, para situações em que estes se encontravam secos e saturados, de modo a poder comparar de que forma o teor de humidade afeta o seu comportamento. Para o efeito, foram ensaiadas 5 unidades de alvenaria secas e 5 unidades saturadas, a partir das quais se calculou o valor médio de resistência. As unidades secas foram obtidas colocando os blocos numa estufa até que as mesmas secassem e se obtivesse massa constante, e as unidades saturadas foram preparadas através da colocação dos blocos num recipiente com água por um período de 48 horas, até que atingissem o seu teor máximo de saturação.

O ensaio consistiu em posicionar cada unidade na máquina de ensaio, o mais centrada possível em relação à extremidade do atuador. Para garantir uma distribuição uniforme das cargas sobre o BTC as chapas metálicas da prensa de fabrico foram colocadas no topo e na base de cada unidade. De modo a verificar as deformações sofridas pelos BTC, foi posicionado um LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) no atuador, e para possibilitar uma distribuição mais uniforme das cargas sobre o bloco, recorreu-se às duas chapas metálicas da prensa de fabrico, que foram posicionadas nas faces inferior e superior do bloco.

Contrariamente ao que consta na norma, que para as condições existentes recomenda que o ensaio seja realizado em controlo de força, com uma velocidade de  $0,05 \text{ (N/mm}^2\text{)/s}$ , neste caso optou-se por realizar o ensaio em controlo de deslocamento, com uma velocidade de  $4 \text{ }\mu\text{m/s}$ , pois este método permite uma melhor análise ao comportamento do bloco no pós-pico. Iniciado o ensaio, foi aplicada uma carga crescente até que se desse a rotura dos blocos. O ensaio parou quando se verificou que o valor de carregamento no pós-pico atingiu 50-60% do valor máximo verificado.



**Figura 16:** (a) Unidade seca; (b) Unidade saturada.

### 4.3. Resultados obtidos

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão das unidades de BTC serão apresentados da seguinte forma: primeiro, as propriedades mecânicas observadas, de seguida os gráficos tensão-extensão, depois os valores obtidos em ensaios anteriores, e por último, os modos de rotura. As tensões máximas para as unidades secas e saturadas são apresentadas na Tabela 7 e na Tabela 8, respetivamente. Podem ser observados os valores de tensão máxima atingidos, bem como os pesos volúnicos calculados.

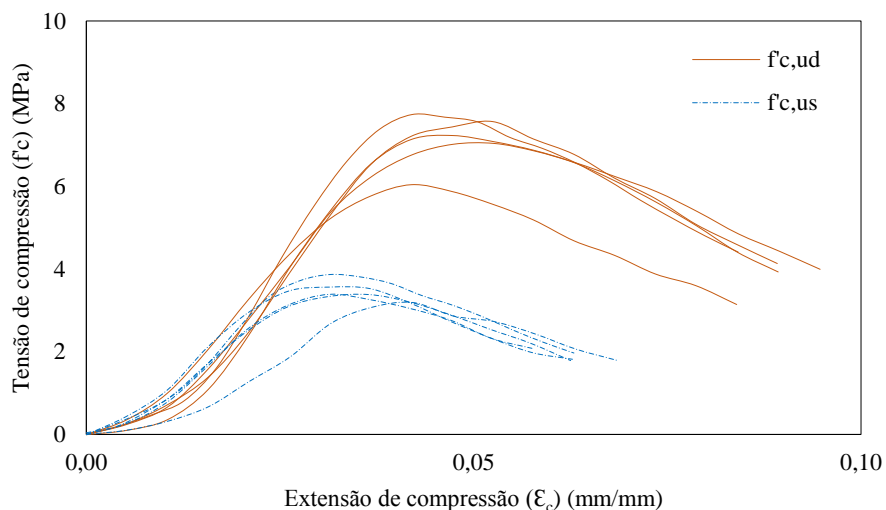
**Tabela 7:** Resultados do ensaio de compressão uniaxial para as unidades secas.

	Seco_1	Seco_2	Seco_3	Seco_4	Seco_5
Tensão máxima (MPa)	7,82	7,73	7,04	7,34	6,09
Valor médio (MPa)	7,20				
Coefficiente de variação (%)	9,67				
Peso volúmico (g/cm³)	1,74	1,76	1,74	1,74	1,74
Valor médio (g/cm³)	1,74				
Coefficiente de variação (%)	0,50				

**Tabela 8:** Resultados do ensaio de compressão uniaxial para as unidades saturadas.

	Sat_1	Sat_2	Sat_3	Sat_4	Sat_5
Tensão máxima (MPa)	3,87	3,38	3,43	3,25	3,66
Valor médio (MPa)	3,52				
Coefficiente de variação (%)	7,00				
Peso volúmico (g/cm <sup>3</sup> )	2,02	2,02	2,02	2,00	2,04
Valor médio (g/cm <sup>3</sup> )	2,02				
Coefficiente de variação (%)	0,67				

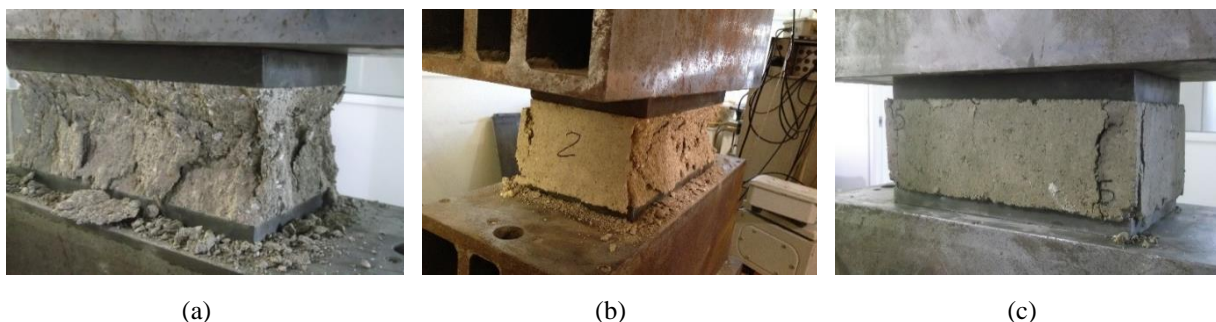
No gráfico da Figura 17, encontra-se representado o comportamento dos blocos ao ensaio de compressão uniaxial, através das tensões de compressão atingidas pelas unidades secas ( $f'_{c,ud}$ ) e saturadas ( $f'_{c,us}$ ). Como se pode observar, as unidades secas obtiveram no pico uma extensão de aproximadamente 3,3%, ao passo que as unidades saturadas obtiveram uma extensão de pico de cerca de 4,6%.

**Figura 17:** Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão das unidades de BTC.

Com base nos dados obtidos, pode-se concluir que o valor médio verificado para a resistência à compressão nas unidades secas (7,20 MPa) foi mais do que o dobro do verificado nas

unidades saturadas (3,52 MPa), o que pode ser facilmente explicado pela perda de coesão dos BTC causada pela presença de água, o que promove a desagregação das suas partículas, e consequentemente o colapso da unidade quando sujeita a cargas de compressão mais baixas. Se compararmos estes resultados com os valores estabelecidos em normas internacionais, veremos que foram bastante satisfatórios. A norma neozelandesa NZS 4298 (1998) estabelece um valor mínimo de 1,52 MPa para este ensaio, ao passo que a norma espanhola UNE 41410 (2008), estabelece três classes de resistência à compressão dos BTC, em função das tensões máximas suportadas: Classe 1 (1,3MPa), Classe 3 (3,0 MPa) e Classe 5 (5,0 MPa). Analisando os valores de resistência dos BTC ensaiados, verifica-se que as unidades secas pertencem à Classe 5, enquanto as unidades saturadas pertencem à Classe 3. Nos ensaios realizados por Carvalho (2015), as unidades de BTC ensaiadas possuíam uma resistência média à compressão de 3,3 MPa. Já nos ensaios efetuados por Oliveira (2014), foi obtida uma resistência à compressão de 4,9 MPa para blocos ensaiados com 90 dias de cura. Em ambos os casos, os valores de resistência foram inferiores aos verificados neste ensaio.

Relativamente ao modo de rotura dos blocos, e como pode ser observado na Figura 18, é possível constatar que todas as unidades ensaiadas apresentaram uma rotura com geometria tronco-piramidal, justificada pelo confinamento exercido pelas chapas metálicas. Este mecanismo de rotura pode ser observado mais facilmente nas unidades secas, dado que por terem suportado uma carga de compressão maior, fragmentaram-se mais durante o ensaio e por esse motivo, deixaram mais à vista esta geometria.



**Figura 18:** Rotura dos BTC após o ensaio: (a) unidade seca nº1; (b) unidade seca nº2; (c) unidade saturada nº 5.

#### 4.4. Ensaio dos blocos à flexão

Os ensaios de flexão em três pontos foram realizados para uma idade de cura de 90 dias, conforme o descrito na norma BS EN 772-6 (2001), embora tenham sido feitas algumas modificações com base na norma HB 195 (2002). Tal como nos ensaios de compressão uniaxial dos blocos, também neste caso foram realizados ensaios a unidades secas e saturadas, tendo sido testados cinco BTC para cada conjunto.

Para forçar a que a rutura dos blocos ocorresse a meio vão dos mesmos, foi feito um entalhe na face inferior de cada BTC, com 10 mm de profundidade e 3,5 mm de espessura, com o auxílio de uma serra circular em condições secas. No momento do ensaio as unidades encontravam-se apoiadas em dois cilindros metálicos distanciados de 220 mm entre si e centradas em relação à extremidade do atuador. A meio vão do BTC foi posicionado um elemento metálico em formato de meio-cilindro (Figura 19c), sobre o qual a extremidade do atuador exerceu uma carga crescente. Foi definida uma velocidade de ensaio de  $2\mu\text{m/s}$ . A deflexão vertical da unidade a meio vão foi medida com recurso a um LVDT vertical.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 19:** Ensaio de flexão em três pontos: (a) unidade seca nº1; (b) fissuração na unidade seca nº5; (c) unidade saturada nº3; (d) pormenor de carregamento na unidade saturada nº2.

## 4.5. Resultados obtidos

As tensões máximas para as unidades secas e saturadas são apresentadas na Tabela 9 e na Tabela 10, respectivamente. Podem ser observados os valores de tensão máxima atingidos, bem como os pesos volúnicos calculados.

**Tabela 9:** Resultados do ensaio de flexão simples para as unidades secas.

	Seco_1	Seco_2	Seco_3	Seco_4	Seco_5
Tensão máxima (MPa)	0,75	0,76	0,90	0,73	0,69
Valor médio (MPa)	0,77				
Coefficiente de variação (%)	10,13				
Peso volúmico (g/cm³)	1,83	1,92	1,95	1,96	1,91
Valor médio (g/cm³)	1,91				
Coefficiente de variação (%)	2,68				

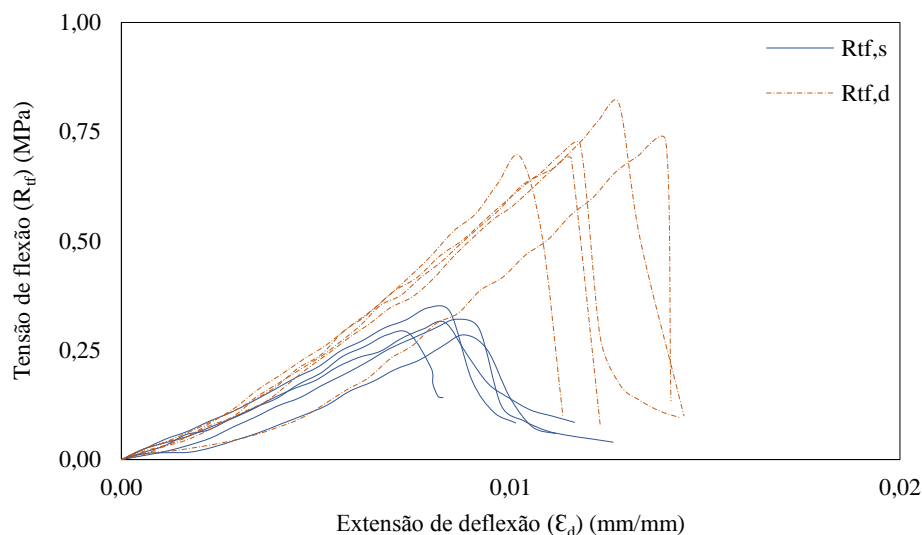
**Tabela 10:** Resultados do ensaio de flexão simples para as unidades saturadas.

	Sat_1	Sat_2	Sat_3	Sat_4	Sat_5
Tensão máxima (MPa)	0,35	0,32	0,30	0,29	0,33
Valor médio (MPa)	0,32				
Coefficiente de variação (%)	7,34				
Peso volúmico (g/cm³)	2,19	2,16	2,16	2,19	2,19
Valor médio (g/cm³)	2,18				
Coefficiente de variação (%)	0,75				

No gráfico da Figura 20, encontra-se representado o comportamento dos blocos ao ensaio de flexão em três pontos, através das tensões de flexão atingidas pelas unidades secas ( $R_{tf,d}$ ) e saturadas ( $R_{tf,s}$ ). As unidades secas obtiveram uma extensão de pico de aproximadamente 1,3%, enquanto para as unidades saturadas este valor foi cerca de 0,9%. Pode-se concluir também que o valor médio de resistência à compressão das unidades saturadas (0,318 MPa)

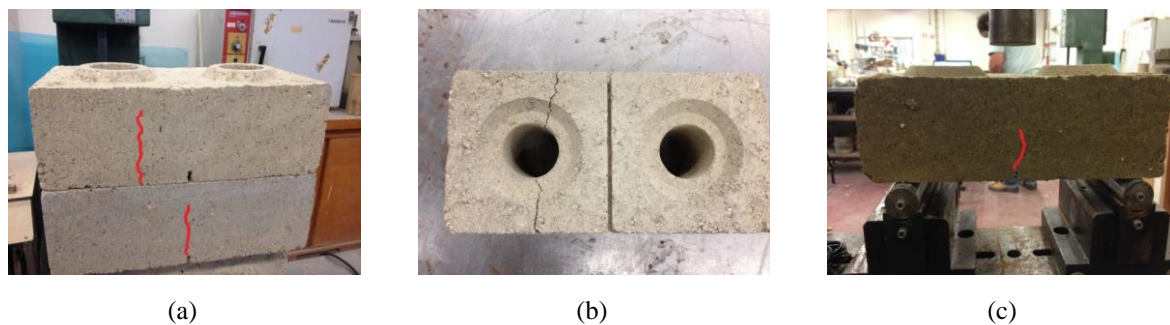


foi cerca de 40% do valor obtido para as unidades secas (0,767 MPa), o que indica que o maior teor de humidade reduziu a capacidade resistente das unidades em mais de 50%.



**Figura 20:** Gráfico tensão-extensão dos ensaios de flexão dos BTC.

O valor mínimo exigido para a resistência à flexão de acordo com a norma NZS 4298 (1998) é de 0,25MPa, o qual foi excedido para os dois conjuntos de BTC. O comportamento dos blocos no pós-pico é diferente, dado que as unidades secas apresentam uma diminuição drástica na tensão de flexão resistente, enquanto as unidades saturadas, após atingirem o pico, apresentam uma diminuição gradual da tensão. Analisando os modos de rotura, é possível observar que em ambas as situações as fissuras formaram-se de baixo para cima, em grande parte dos casos a meio vão, como era esperado. No entanto, também se verificaram fissuras na zona em torno dos aligeiramentos (Figura 21).



**Figura 21:** Rotura das unidades: (a) unidades secas; (b) face inferior de unidade seca; (c) unidade saturada.



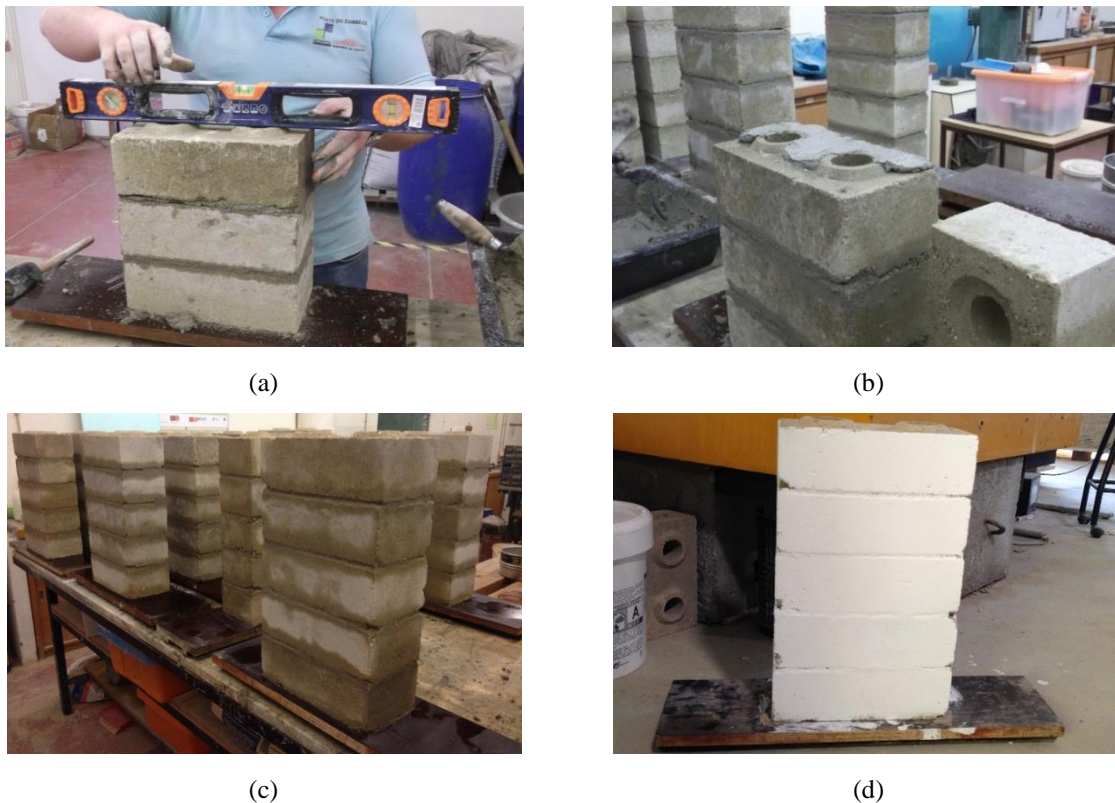
#### **4.6. Construção dos prismas**

Foram construídos cinco prismas, com a finalidade de serem ensaiados à compressão uniaxial. O processo de construção iniciou-se com a preparação da argamassa de junta. Foi feita a peneiração de solo granítico, de onde se filtraram apenas os finos (entre 1 e 2 mm). Depois misturou-se o solo peneirado com cimento e água, num traço 1:4.

A argamassa foi feita imediatamente antes da sua aplicação, de modo a não perder a sua trabalhabilidade, o que prejudicaria o ensaio. Feita a argamassa, prepararam-se as tábuas de madeira que serviram de base para os prismas, de modo a facilitar o seu transporte para o local de ensaio. Para tal, foi necessário limpar e raspar a superfície das tábuas de modo a não haver nenhuma irregularidade nas mesmas que pudesse introduzir alguma desigualdade na distribuição de cargas sobre a superfície dos prismas.

De seguida, foi feito o empilhamento dos BTC, num total de cinco camadas. Foi aplicada uma esponja húmida na superfície de cada um, antes da aplicação da argamassa, com a finalidade de eliminar detritos e diminuir os efeitos de absorção de água por parte da argamassa. Após a aplicação da argamassa, e com a ajuda da espátula, foi feita a regularização da superfície antes da colocação do bloco seguinte, criando camadas de argamassa com cerca de 10 mm de espessura, de forma a igualar a saliência dos encaixes.

Ao fim da montagem de cada prisma, foi verificado o seu alinhamento horizontal e vertical, com o auxílio de um nível. Por fim, aplicou-se novamente uma esponja húmida em toda a sua superfície, a fim de remover quaisquer grãos que ainda pudessem existir e regularizar as juntas e faces dos prismas para a fase de pintura.



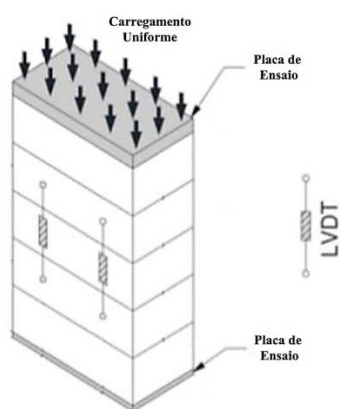
**Figura 22:** Construção dos prismas.

Após serem deixados a curar na cave do laboratório, a superfície dos prismas foi pintada com tinta branca, cerca de 24 horas antes dos ensaios, para facilitar a observação das fissuras que iriam formar-se, permitindo tirar conclusões mais acertadas acerca do modo de rotura (Figura 22d).

#### **4.7. Ensaio dos prismas**

Os prismas foram ensaiados à compressão uniaxial, segundo o disposto na norma ASTM C 1314-03b (2003). Segundo a referida norma, devem ser testados pelo menos três prismas, com altura mínima de dois blocos por prisma, e o rácio entre a altura e a espessura de cada um deve situar-se entre 1,3 a 5. Neste caso, foram ensaiados cinco prismas, com cinco blocos de altura cada um, e cujas dimensões eram de aproximadamente 540 mm de altura e 140 mm de espessura, o que equivale a um rácio de 3,86 que está dentro dos limites admissíveis.

Tal como no ensaio das unidades à compressão e à flexão, também aqui foram usadas chapas metálicas da prensa de produção dos BTC nas faces inferior e superior dos prismas, de modo a possibilitar uma distribuição uniforme das cargas. Recorreu-se também a uma viga colocada no topo do prisma e uma rótula, com vista a obter uma melhor distribuição do carregamento durante o ensaio, reduzindo os possíveis efeitos de excentricidade que pudessem ocorrer.



(a)



(b)

**Figura 23:** Ensaio dos prismas: (a) esquema de ensaio (Sturm & Ramos, 2014); (b) imagem real.

Com o objetivo de conhecer as deformações sofridas pelo prisma, foram colocados dois LVDT's em cada face, que permitiram obter o deslocamento relativo entre o segundo e o quarto blocos, que se encontravam a uma distância de 200 mm. Estes LVDT's foram apoiados em chapas metálicas em forma de L, que por sua vez foram fixadas à superfície do prisma com o auxílio de cola quente. As distâncias entre as chapas metálicas foram medidas e utilizadas posteriormente nos cálculos das extensões para os LVDT's.

A norma recomenda que seja aplicada uma carga a uma determinada velocidade, até cerca de metade da carga máxima expectável do prisma, e que, posteriormente, a restante carga aplicada até à rutura seja tal que esta se dê entre 1 e 2 minutos. Contudo, optou-se por utilizar uma velocidade de ensaio em controlo de deslocamento de 0,004 mm/s, seguindo as indicações de Oliveira (2014). O ensaio deu-se por concluído quando, após a rutura, foi atingida uma força entre 50-60% do valor de pico.

#### 4.8. Resultados obtidos

Para os parâmetros avaliados, foram obtidos os resultados apresentados na Tabela 11 e na Tabela 12, no que diz respeito à tensão máxima de compressão verificada e os módulos de elasticidade calculados, respetivamente. Foram calculados módulos de elasticidade tendo em conta os deslocamentos medidos pelo atuador da máquina de ensaio (leitura externa) e pelos LVDT's afixados nos prismas (leitura interna), dando origem ao módulo de elasticidade médio externo ( $E_e$ ), para o primeiro caso, e módulo de elasticidade interno ( $E_i$ ) para o segundo.

**Tabela 11:** Resultados do ensaio de compressão uniaxial dos prismas.

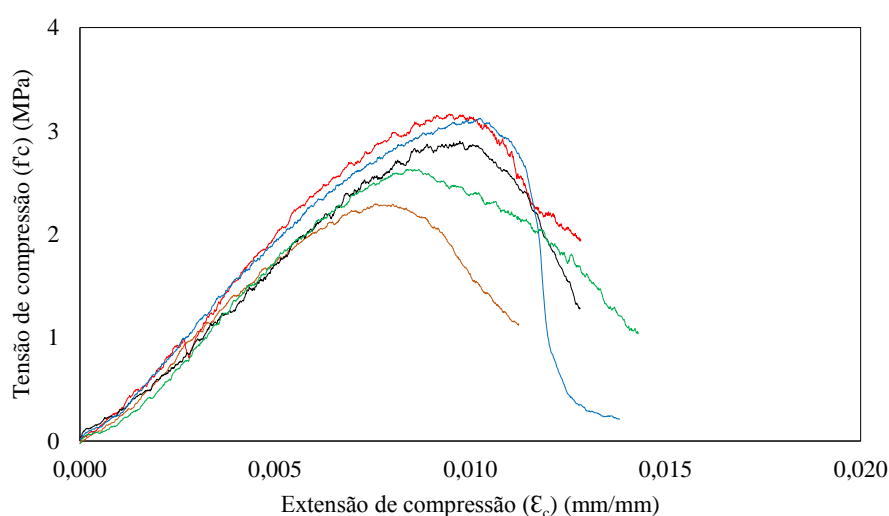
	P1	P2	P3	P4	P5
<b>Tensão máxima (MPa)</b>	2,37	3,39	3,03	2,73	3,21
<b>Valor médio (MPa)</b>	2,95				
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	13,71				

Para o cálculo dos módulos de elasticidade, foram considerados o ramo entre 20-60% para o atuador e 10-60% para os LVDT's, por serem ramos lineares dos respetivos gráficos.

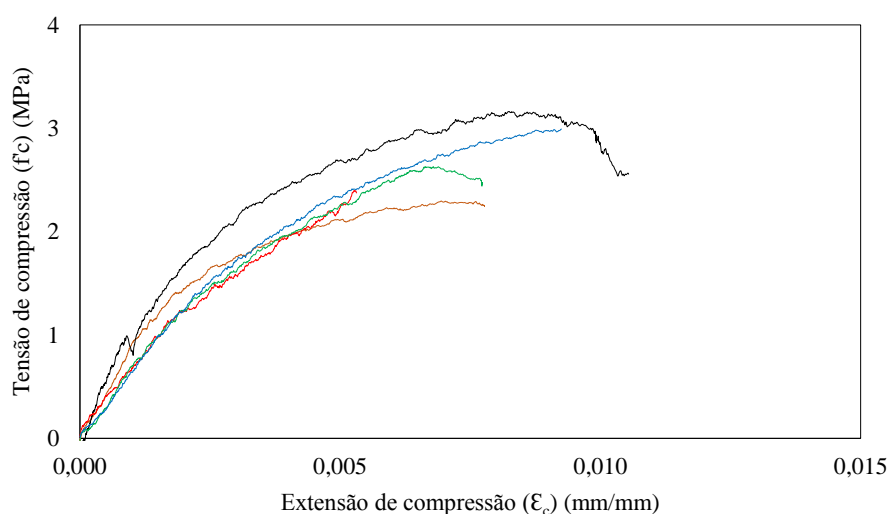
**Tabela 12:** Módulos de elasticidade verificados no ensaio à compressão uniaxial dos prismas.

	P1	P2	P3	P4	P5
Leitura externa					
E <sub>e</sub> (MPa)	334,73	266,97	326,31	319,68	379,10
Valor médio (MPa)	325,36				
Coefficiente de variação (%)	12,31				
Leitura interna					
E <sub>i</sub> (MPa)	826,39	890,59	595,65	617,59	601,90
Valor médio (MPa)	706,42				
Coefficiente de variação (%)	19,94				

Na Figura 24 encontra-se representado o gráfico tensão-extensão que ilustra o comportamento dos prismas ao ensaio de compressão uniaxial, segundo a medição efetuada pelo atuador da máquina de ensaio. Em média, os prismas atingiram uma extensão de pico de aproximadamente 0,9%. No gráfico da Figura 25 é possível observar o mesmo tipo de gráfico para a medição efetuada pelos LVDT's, sendo possível constatar que o valor da extensão de compressão é bastante semelhante ao gráfico anterior.



**Figura 24:** Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão dos prismas (leitura interna).



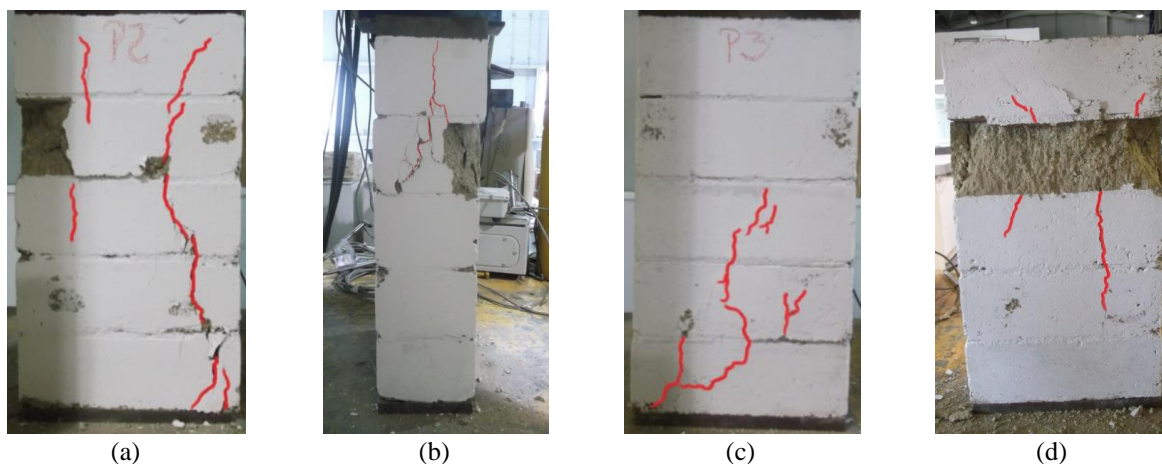
**Figura 25:** Gráfico tensão-extensão dos ensaios de compressão dos prismas (leitura externa).

Na Tabela 13 são apresentados os resultados do ensaio à compressão de prismas realizado por Carvalho (2015). Pode-se verificar que o valor médio da tensão de compressão resistente foi ligeiramente superior ao valor encontrado no ensaio anterior, sendo 5% maior. Esta diferença não é significativa, e deve ser tido em conta que no presente ensaio o número de prismas ensaiados foi maior, o que reduziu a margem de erro.

**Tabela 13:** Resultados do ensaio à compressão de prismas realizado por Carvalho (2015).

	P1	P2	P3
Tensão máxima (MPa)	3,28	3,57	2,48
Valor médio (MPa)	3,11		
Coefficiente de variação (%)	18,00		

Na Figura 26 é possível observar os modos de rotura ocorridos em alguns dos prismas que foram ensaiados. No prisma P2 pode-se constatar que as fissuras atravessam todas as fiadas, ao passo que no prisma P3 os blocos inferiores foram mais afetados. No prisma P4 houve uma desagregação mais acentuada de uma das unidades, especialmente nas suas extremidades. Na generalidade dos prismas ensaiados foi observada uma rotura segundo geometria ‘Cone & Split’ de acordo com a norma ASTM C 1314-03b (2003), isto é, uma geometria cónica na face frontal e uma ramificação na face lateral do prisma, introduzidas pelo confinamento exercido pelas chapas metálicas na base e topo do mesmo.

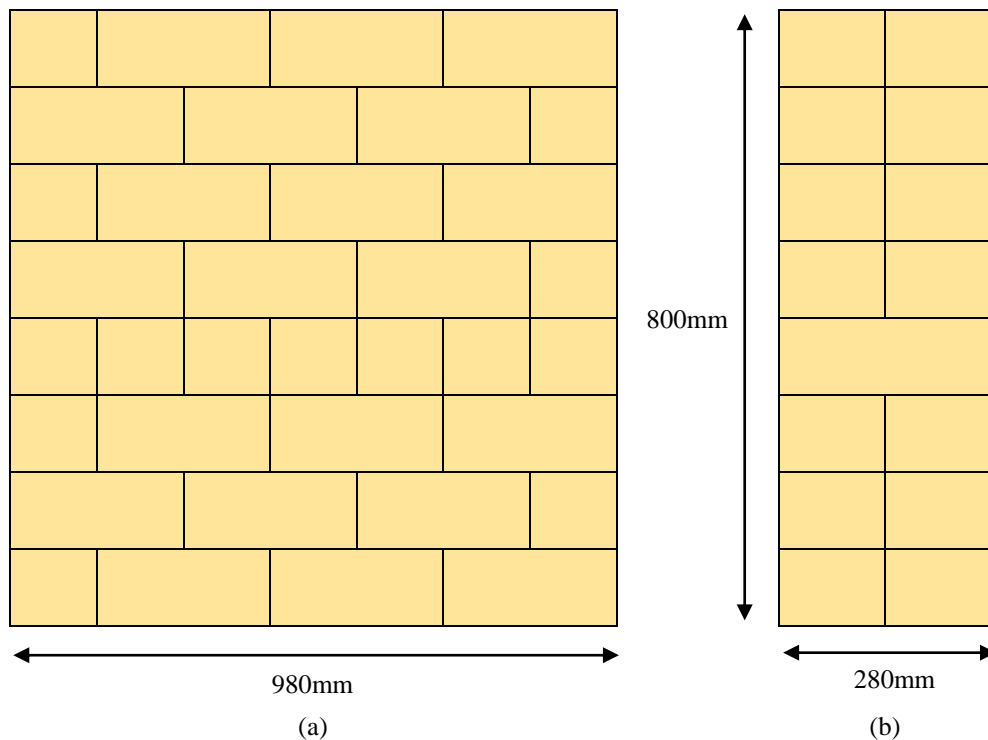


**Figura 26:** Modos de rotura dos prismas: (a) prisma P2; (b) vista lateral do prisma P2; (c) prisma P3; (d) desagregação do prisma P4.

## CAPÍTULO 5 – COMPRESSÃO UNIAXIAL DOS MODELOS

### 5.1. Construção dos modelos

Com o objetivo de estudar o comportamento de um modelo que se aproximasse mais de uma estrutura de alvenaria tradicional, procedeu-se à construção de 6 paredes com vista a ensaiá-las à compressão uniaxial. Três delas eram paredes de referência e três eram paredes reforçadas. Este reforço traduziu-se na utilização de reboco armado nas faces principais das paredes e varões de aço inseridos nos aligeiramentos dos blocos, juntamente com argamassa. Os modelos tinham uma geometria retangular, com cerca de 800 mm de altura, distribuídos por oito fiadas, 980 mm de comprimento, já que foram utilizados três blocos e meio em cada fiada, e 280 mm de espessura, dado que foram construídos em pano duplo (Figura 27). Ao todo foram usados 56 blocos por parede.



**Figura 27:** Geometria da parede de alvenaria ensaiada à compressão uniaxial: (a) face principal; (b) face lateral.

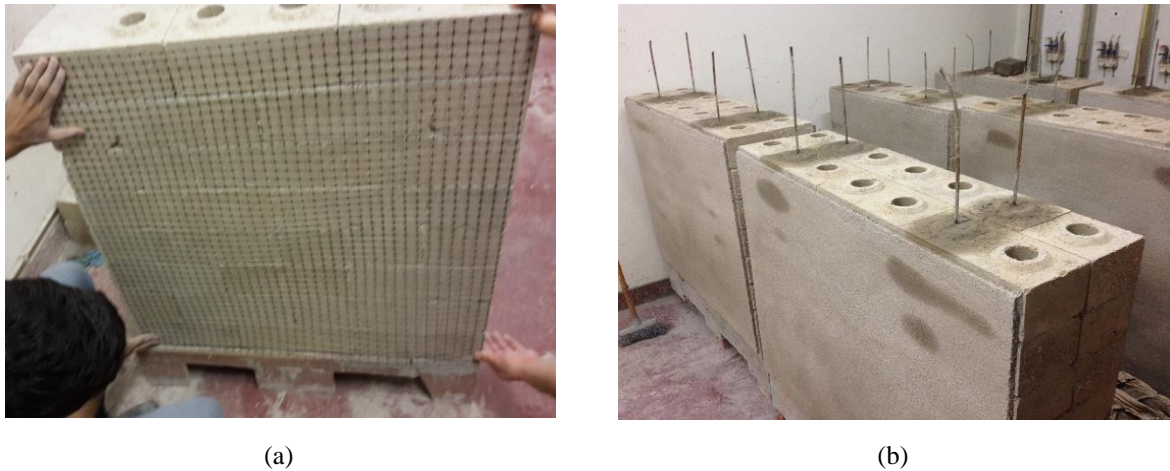
As paredes foram erguidas sobre vigas pré-fabricadas de betão armado, de forma a facilitar o seu transporte até ao equipamento de ensaio. Como tal, foi aplicada uma camada de argamassa sobre a superfície da viga de suporte, com o objetivo de eliminar irregularidades que introduzissem excentricidades no ensaio e ajudar à fixação da parede na viga. Os blocos utilizados no ensaio tinham cerca de 30 dias de idade e, após o fabrico dos modelos, estes foram deixados a curar por 60 dias, o que significa que quando os modelos foram ensaiados, os BTC tinham uma idade de cura de cerca de 90 dias.

Cada um dos blocos e meios-blocos, previamente selecionados e cortados com auxílio de uma serra circular, foi mergulhado em água imediatamente antes da sua utilização, de forma a que se atingisse a sua saturação e, com isso, fosse possível minimizar os efeitos de absorção da água da argamassa por parte do BTC, o que poderia dar origem a fissuras. Após a aplicação dos BTC numa fiada, foi passada uma esponja húmida sobre a sua superfície, para depois ser aplicada uma nova camada de argamassa de junta, com cerca de 10 mm de espessura. Ao fim de cada fiada, foram utilizados um martelo de borracha e um nível para confirmar que a parede estava nivelada e corrigir qualquer imperfeição. O processo foi repetido até se completarem as oito fiadas duplas.

Relativamente à aplicação de reforço, como já foi referido, foram utilizados dois sistemas distintos: reboco armado e varões de aço, aplicados após a construção dos modelos.

No primeiro caso, recorreu-se a varões de aço nervurado com 6 mm de diâmetro, que foram introduzidos nos segundos aligeiramentos a contar das extremidades dos modelos. Juntamente com os varões, procedeu-se à introdução de argamassa de injeção em quantidades controladas nesses mesmos orifícios, de forma a fixar o varão, conferindo-lhe estabilidade. Antes da introdução da argamassa nos orifícios, foi feita a hidratação da parede interna dos aligeiramentos com uma esponja húmida. Ao fim do processo, a argamassa foi deixada a secar. Quando já estava seca, removeu-se o excesso de comprimento dos varões com uma rebarbadora.





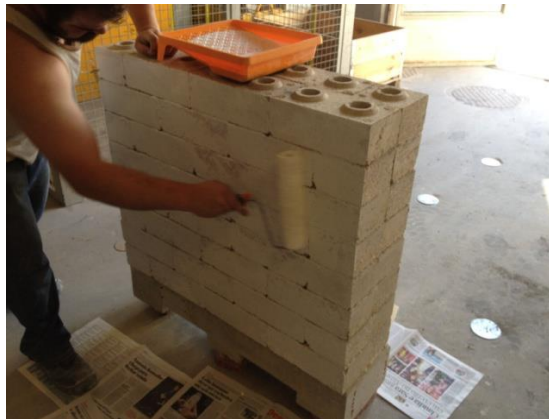
**Figura 28:** Aplicação de reforço: (a) malha polimérica; (b) varões de aço nos aligeiramentos.

No segundo caso de reforço utilizado, contou-se com uma malha polimérica, que foi utilizada para avaliar se a incorporação deste elemento às faces principais das paredes poderia conferir-lhes uma maior rigidez. Para isso, a malha foi cortada numa dimensão muito próxima da face principal da parede, tendo sido deixada uma “margem” de 1 cm a toda a volta para que esta não sofresse a ação direta da carga. Para fixá-la à parede foi usada uma camada de chapisco, aplicada nas faces dos modelos. Em seguida, procedeu-se à colocação da malha e à aplicação de uma camada de argamassa que cobria toda a rede. Tal como a malha, esta camada também foi aplicada a cerca de 1 cm das extremidades da face principal. Depois de terminada a aplicação do reforço, a superfície da argamassa foi devidamente regularizada e os modelos foram deixados a curar.

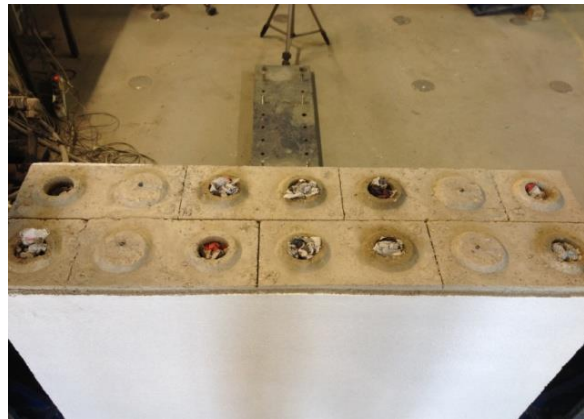
## 5.2. Realização do ensaio

Antes do ensaio, as paredes foram pintadas com uma tinta branca, do mesmo modo que os prismas, com o objetivo de ser mais fácil a deteção das fissuras apresentadas.

Os ensaios de compressão axial em modelos de alvenaria foram realizados tendo em conta o disposto na norma EN 1052-1 (1999). Devido à geometria dos blocos em questão, a norma recomenda o ensaio de um número mínimo de três modelos, que possuam pelo menos dois blocos de largura e cinco de altura. No caso em estudo, foram ensaiados três modelos, com uma largura de três blocos e meio e uma altura de 8 blocos.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 29:** Preparação dos modelos para o ensaio: (a) pintura das paredes; (b) colocação de jornal nos aligeiramentos dos blocos; (c) aplicação da camada de regularização; (d) parede pronta a ensaiar.

Antes de se iniciarem os ensaios, as paredes foram levadas para o local de ensaio e foram colocadas numa posição central relativamente à extremidade do atuador de carga. Com o objetivo de regularizar a superfície dos modelos, evitar ao máximo a ocorrência de excentricidades durante o ensaio e homogeneizar a distribuição de tensões, foi aplicada uma camada de argamassa de presa rápida sobre a superfície da fiada superior (Figura 29c). Porém, antes da sua aplicação os orifícios das unidades que se encontravam na fiada superior foram preenchidos com jornal, de modo a que a argamassa não entrasse nos aligeiramentos (Figura 29b). Na aplicação da argamassa foram usadas duas tábuas de madeira de cerca de 1m de comprimento por 20 cm de largura, posicionadas na parte superior das faces principais dos modelos, com uma saliência de cerca de 15 mm relativamente ao topo das paredes, e fixadas

com grampos. Estas tábuas funcionaram como uma espécie de cofragem para a aplicação da argamassa de presa, que foi preparada imediatamente antes da sua utilização.



**Figura 30:** Vistas e rótulas colocadas sobre a parede antes do ensaio.

Quando a argamassa secou, ao fim de 30 minutos, procedeu-se à colocação de três vigas metálicas, uma com 30cm de altura, outra com 18cm, e a terceira com 20cm, bem como duas rótulas de 3,5cm e 7,5cm cada uma (Figura 30), com o objetivo de garantir a distribuição adequada das tensões pela superfície da face superior da parede.

Para se perceber as deformações sofridas pelos modelos, foram colocados em cada face dois LVDT's verticais, distanciados de 55cm e que permitiram obter os deslocamentos relativos entre a 3ª e 6ª fiada, e um LVDT horizontal colocado na 5ª fiada. Foram retiradas as distâncias entre as chapas metálicas usadas na fixação dos LVDT's e os pratos de suporte para o posterior cálculo das extensões da cada LVDT. Com isto deu-se início ao ensaio, tendo sido utilizada uma célula de carga de 1 MN. O ensaio terminou quando a força aplicada após a rotura atingiu cerca de 50-60% da força de pico.

### 5.3. Resultados obtidos

Os resultados obtidos nos ensaios de compressão uniaxial das alvenarias de BTC serão apresentados tendo em conta os valores médios de resistência verificados para os conjuntos de referência e reforçados, e seguirão uma estrutura análoga aos capítulos anteriores.

**Tabela 14:** Resultados do ensaio de compressão dos modelos de referência (em cima) e reforçados (em baixo).

	Ref_1	Ref_2	Ref_3
Tensão máxima (MPa)	2,88	2,81	2,65
Valor médio (MPa)	2,79		
Coefficiente de variação (%)	4,02		

	Reinf_1	Reinf_2	Reinf_3
Tensão máxima (MPa)	2,96	2,88	2,98
Valor médio (MPa)	2,95		
Coefficiente de variação (%)	1,74		

Por análise da Tabela 14, é possível verificar que as paredes reforçadas apresentaram um ligeiro acréscimo na sua capacidade resistente, ainda que pouco expressivo, tendo sido registado um aumento de 5,42% na tensão máxima observada.

Nos ensaios à compressão de modelos de junta seca efetuados por Sturm (2014), a tensão média resistente foi de 0,50 MPa, o que representa somente 18% da capacidade resistente dos modelos ensaiados. Portanto, a utilização de junta argamassada resultou num aumento muito considerável no desempenho destas estruturas de alvenaria.

Em ensaios realizados por Carvalho (2015), as paredes de junta argamassada sem reforço atingiram uma tensão média de compressão de 2,04 MPa, um valor que representa 73% da capacidade resistente das alvenarias de referência. O acréscimo verificado comprova que a construção em pano duplo e a utilização da fiada de travamento melhoram a capacidade resistente da alvenaria. Já entre as paredes reforçadas, foi atingida uma tensão de compressão

máxima de 2,74 MPa para o reforço de varão e 2,45 MPa para o reforço de reboco. Estes valores são inferiores aos obtidos no presente ensaio, o que demonstra que a aplicação conjunta dos dois sistemas de reforço terá sido benéfica.

Relativamente aos valores obtidos nos ensaios de compressão dos prismas, o valor médio da resistência à compressão nas paredes de referência foi ligeiramente inferior, atingindo 2,79MPa, ou seja, houve um ligeiro decréscimo neste parâmetro de cerca de 5,4%. Já as paredes reforçadas igualaram o valor da resistência verificada nos prismas, tendo também atingido 2,95 MPa.

Com os dados obtidos foi também possível calcular o módulo de elasticidade para cada conjunto, através da Lei de Hooke, tanto para as extensões obtidas na extremidade do atuador como para as extensões dos LVDT's. Para tal, foram considerados os troços de 20-60% dos gráficos tensão-extensão do atuador, e os troços 10-60% dos gráficos tensão-extensão dos LVDT's. Os resultados encontram-se representados na Tabela 15 e na Tabela 16.

**Tabela 15:** Módulos de elasticidade (E) verificados no ensaio à compressão uniaxial dos modelos de referência.

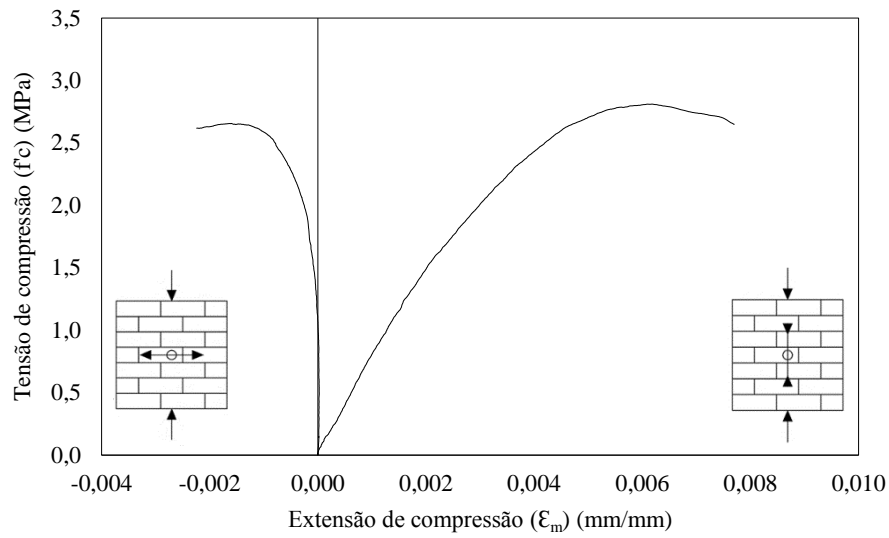
Modelos de referência	
Leitura externa (atuador)	
<b>E<sub>e</sub> (MPa)</b>	206,70
<b>Coeficiente de variação (%)</b>	10,17
Leitura interna (LVDT's)	
<b>E<sub>i</sub> (MPa)</b>	785,75
<b>Coeficiente de variação (%)</b>	11,56

**Tabela 16:** Módulos de elasticidade (E) verificados no ensaio à compressão uniaxial dos modelos reforçados.

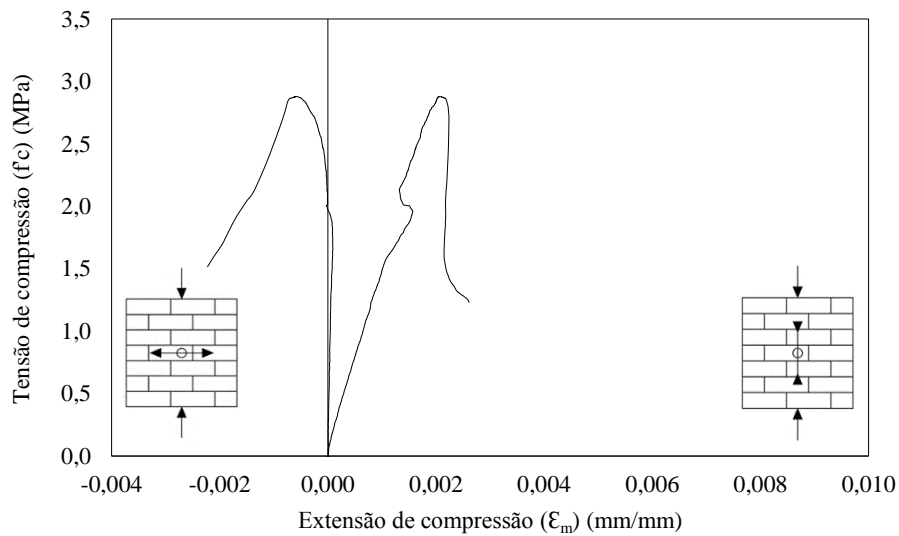
<b>Modelos reforçados</b>	
<b>Leitura externa (atuador)</b>	
<b>E<sub>e</sub> (MPa)</b>	223,21
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	9,47
<b>Leitura interna (LVDT's)</b>	
<b>E<sub>i</sub> (MPa)</b>	1555,07
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	3,41

É de notar a diferença entre os módulos de elasticidade interno e externo, o que é explicado pela maiores extensões medidas pelos LVDT's, como pode ser observado na Figura 31 e na Figura 32, o que conduz a menores valores de E, dado que estas duas grandezas são inversamente proporcionais. Quanto à comparação entre os dois conjuntos de paredes, pode-se verificar que os modelos reforçados demonstram um aumento substancial no módulo de elasticidade calculado com base nos deslocamentos registados pelos LVDT's, com um rácio  $E_{\text{modelos reforçados}}/E_{\text{modelos de referência}} = 1,98$ .

Na Figura 31 e na Figura 32 podem ser observados os gráficos tensão-extensão representativos do comportamento dos modelos de referência e dos modelos reforçados, respetivamente, através dos deslocamentos medidos pelos quatro LVDT's verticais (eixo positivo do gráfico) e dois horizontais (eixo negativo do gráfico) acoplados a cada modelo.



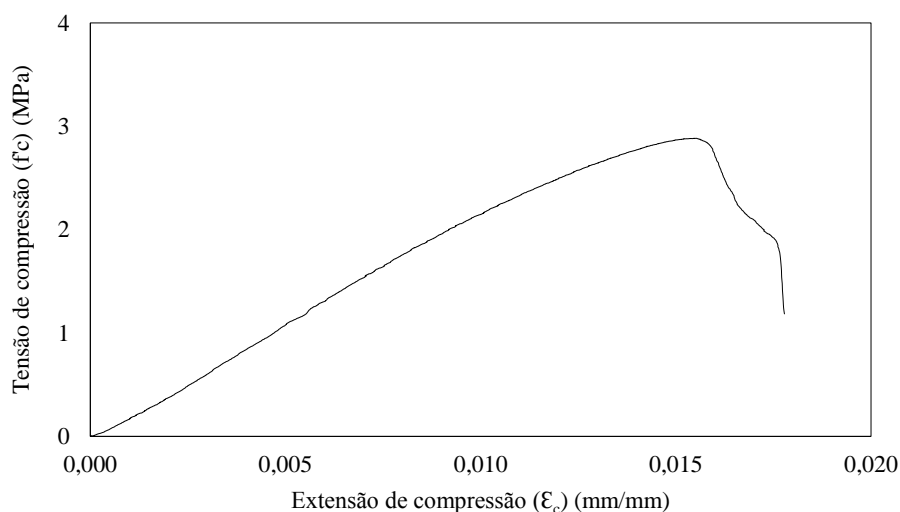
**Figura 31:** Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura interna).



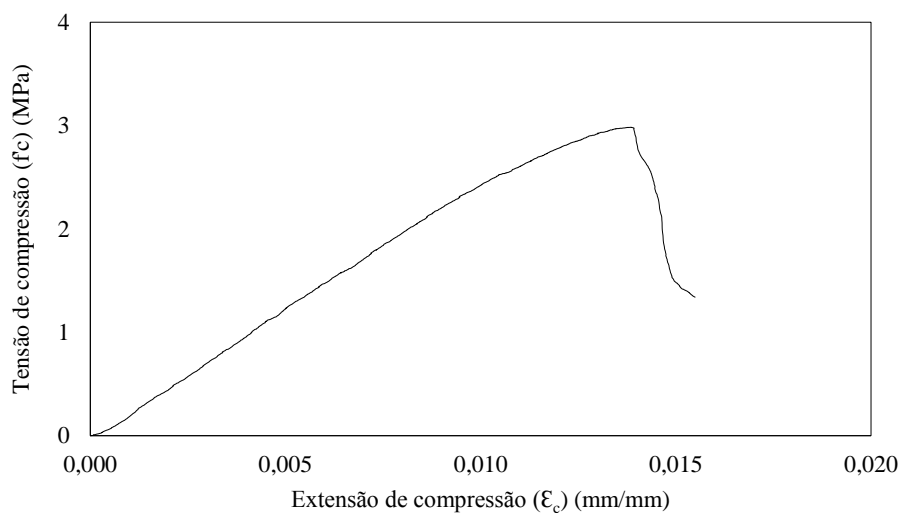
**Figura 32:** Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura interna).

Por análise dos gráficos é possível concluir que os modelos reforçados apresentaram extensões de pico consideravelmente mais reduzidas do que os modelos de referência, principalmente no que diz respeito às extensões verticais. Para além disto, os modelos de referência apresentam uma variação mais suave de extensões, o que pode dever-se ao facto de que, por não possuírem reforço, formam um sistema mais livre, que possibilita aos BTC alguma acomodação durante o ensaio, o que resulta num modo de rotura dúctil.

Na Figura 33 e na Figura 34 encontram-se os gráficos tensão-extensão representativos do comportamento dos modelos de referência e dos modelos reforçados, respectivamente, segundo os deslocamentos medidos pelo atuador de ponta da máquina de ensaio.



**Figura 33:** Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura externa).

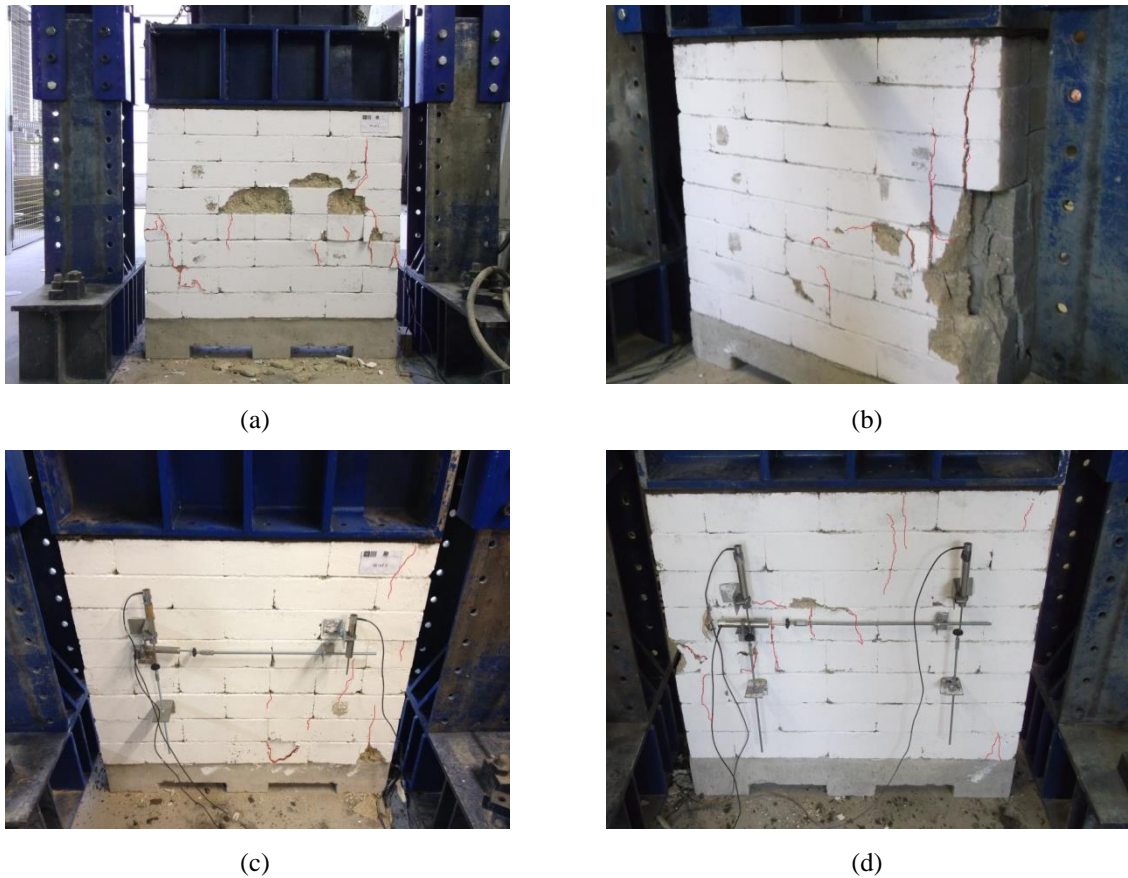


**Figura 34:** Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura externa).

Comparando os dois gráficos, conclui-se que os dois conjuntos de estruturas de alvenaria apresentam extensões de pico semelhantes, a rondar 1,5%.



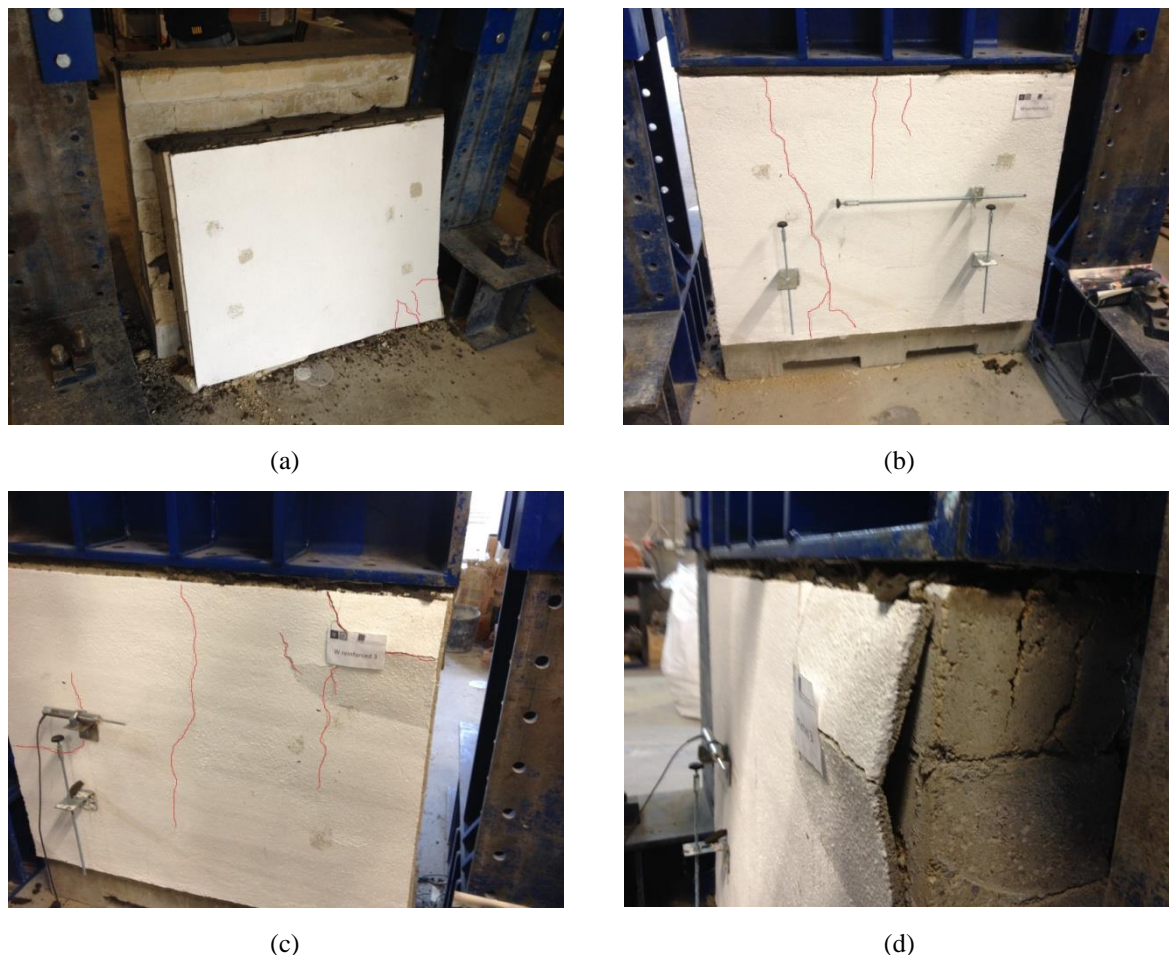
Foi possível observar os mecanismos de rotura apresentados na Figura 35.



**Figura 35:** Modos de rotura dos modelos de referência ensaiados à compressão uniaxial: (a) modelo de referência n°1; (b) modelo de referência n°2; (c) modelo de referência n°3; (d) vista traseira do modelo n°3.

Existe a presença de fissuras verticais e diagonais que atravessam todas as fiadas, embora as do meio tenham sido mais afetadas. As primeiras fissuras surgiram para um valor de carga de aproximadamente 570 kN, o que corresponde a 80% da carga máxima aplicada, e o seu desenvolvimento deu-se das extremidades para o interior das paredes. Pode-se constatar também que houve desagregação de alguns blocos e conjuntos de blocos.

Já para as paredes reforçadas, os modos de rotura podem ser observados na Figura 36.



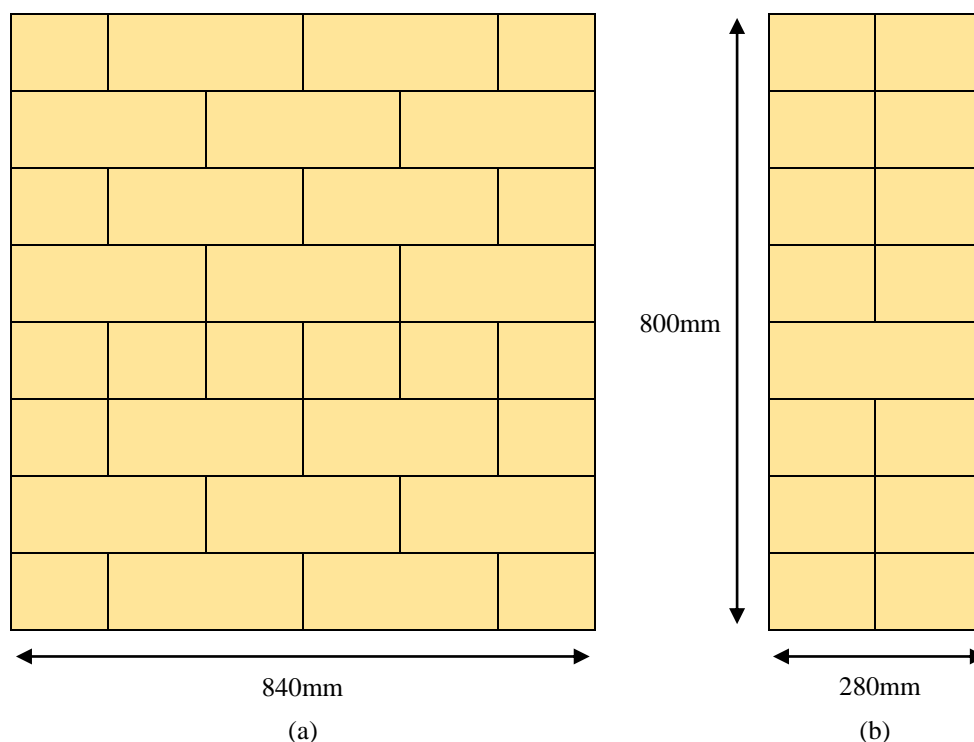
**Figura 36:** Modos de rotura dos modelos reforçados ensaiados à compressão uniaxial: (a) modelo reforçado nº1; (b) modelo reforçado nº2; (c) modelo reforçado nº3; (d) pormenor do modelo nº3.

Os modelos reforçados demonstram fissuras que se alastram de forma muito semelhante ao que acontece nos modelos de referência. As primeiras fissuras surgiram por volta de 340 kN de carga, o que corresponde a cerca de 45% do valor máximo aplicado. Observa-se o destacamento do reboco armado, que possivelmente terá se ressentido dos deslocamentos e fissuras microscópicas que se formaram nos BTC e na argamassa de junta e, por ter uma espessura reduzida, destacou-se da alvenaria. Ocorreu também o destacamento dos dois panos de alvenaria no modelo nº1 (Figura 36a).

## CAPÍTULO 6 – COMPRESSÃO DIAGONAL DOS MODELOS

### 6.1. Construção dos modelos

Foram levados a cabo ensaios de compressão diagonal de paredes, com o objetivo de simular ações de corte a atuar sobre elementos de alvenaria. Para tal, foram preparadas para ensaio seis paredes à compressão diagonal, sendo três delas sem qualquer reforço e três reforçadas com varões de aço e malha polimérica, à semelhança do que foi feito no ensaio à compressão axial. Estes modelos possuíam uma geometria diferente dos que foram ensaiados à compressão axial, já que possuíam 800 mm de altura, distribuídos por 8 fiadas, por 840 mm de comprimento, dado que foram utilizados 3 BTC por fiada (Figura 37). Ao todo, para cada modelo de alvenaria foram utilizados 48 blocos.



**Figura 37:** Geometria da parede de alvenaria ensaiada à compressão diagonal: (a) face principal; (b) face lateral.

Os modelos foram construídos sobre bases de madeira em formato de U com travamentos verticais e cunha amovível, de forma a facilitar o seu transporte até ao equipamento de ensaio e encaixe no mesmo. Após a raspagem da superfície da base de madeira, foi ali colocada uma película de plástico sobre a qual aplicou-se uma camada de argamassa, com o objetivo de regularizar o plano no qual a parede iria assentar, eliminar irregularidades que pudessem introduzir excentricidades no ensaio e permitir a aderência da parede à base.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 38:** Construção das paredes a serem ensaiadas à compressão diagonal.

O processo construtivo foi semelhante ao descrito para as paredes ensaiadas à compressão uniaxial. A primeira fiada foi colocada sobre a argamassa inicial, sendo depois humedecida na superfície com uma esponja. Em seguida, foi colocada argamassa de junta sobre a fiada, exceto nos aligeiramentos, e pulverizou-se a argamassa antes do assentamento da fiada seguinte. Com o auxílio de um martelo e de um nível foi verificado o nivelamento de toda a estrutura. O procedimento repetiu-se até que se completassem as 8 fiadas duplas.

Na penúltima fiada destas paredes foram colocados jornais molhados em dois aligeiramentos juntamente com um pouco de argamassa, de forma a dar maior rigidez à estrutura. Na última fiada foi utilizado um meio bloco que não possuía encaixe, tendo assim uma zona plana onde a cunha do equipamento de ensaio poderia encaixar, sem exercer tensão na saliência do aligeiramento. Esse orifício foi preenchido com argamassa, de modo a evitar a rotura do elemento por compressão, já que essa seria a parte da parede sujeita a maior tensão. Ao fim do processo, foi passada uma esponja húmida em toda a superfície da parede, de modo a remover detritos.

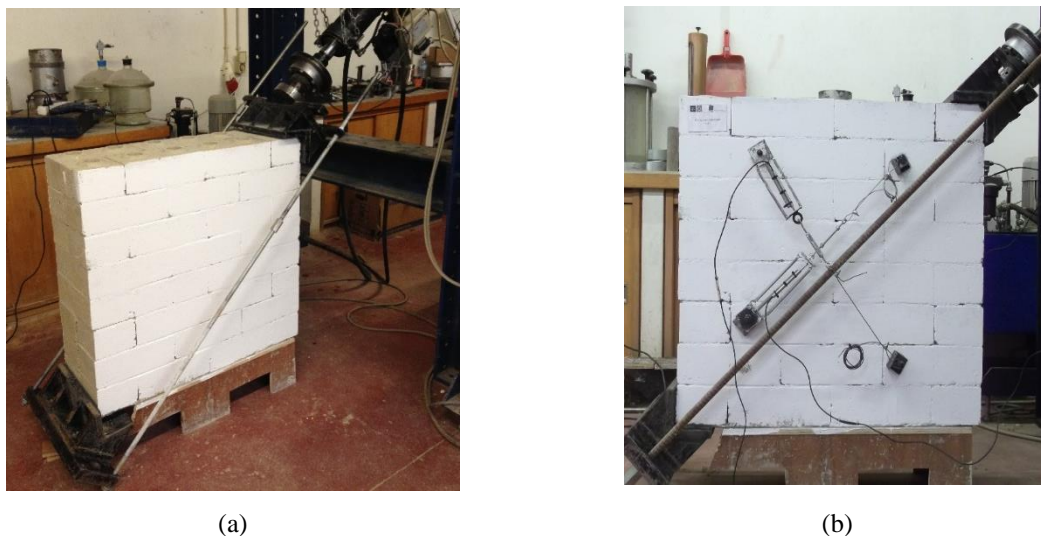
## **6.2. Realização do ensaio**

Os ensaios de resistência à compressão diagonal foram realizados para uma idade de cura de 90 dias. De acordo com a norma ASTM E519 (2002), o modelo deve ser rodado 45° para ser encaixado na máquina de ensaio. No entanto, como tal não seria possível no LEST, foi adotada uma configuração de ensaio diferente, já utilizada anteriormente por Ribeiro (2015), na qual a parede encontrava-se na horizontal e a célula de carga estava inclinada 45°. O esquema de ensaio consistiu em duas cunhas metálicas, dois varões de aço com 10 mm de diâmetro e conectores, duas chapas metálicas e uma célula de carga de 200 kN.

A base de madeira possuía um cunhal amovível, onde foi encaixada uma das cunhas metálicas. Para a percepção dos deslocamentos sofridos pela parede, foram colocados dois LVDT's na direção diagonal em cada face da parede (compressão e tração), num total de quatro por modelo. A fixação dos LVDT's foi realizada do mesmo modo que nas paredes ensaiadas à compressão axial, com a utilização de chapas metálicas e cola quente. As distâncias entre as chapas de fixação de cada LVDT e os pratos de suporte foram medidas e registadas. Os ensaios deram-se por terminados após a carga atingir 50-60% da carga de pico.

Devido a um acidente ocorrido aquando do transporte de um dos modelos de referência para a máquina de ensaio, perdeu-se uma das alvenarias, pelo que os resultados obtidos refletem apenas o comportamento das duas paredes de alvenaria que foram ensaiadas.





**Figura 39:** Preparação dos modelos de referência para o ensaio à compressão diagonal.

### 6.3. Resultados obtidos

Serão aqui analisados os resultados obtidos para as paredes de referência e reforçadas, fazendo uma análise comparativa entre as duas situações.

**Tabela 17:** Resultados do ensaio de compressão diagonal dos modelos de referência (em cima) e reforçados (em baixo).

	Ref_Diag_1	Ref_Diag_2
Tensão máxima (MPa)	0,19	0,22
Valor médio (MPa)	0,21	
Coefficiente de variação (%)	11,56	

	Reinf_Diag_1	Reinf_Diag_2	Reinf_Diag_3
Tensão máxima (MPa)	0,26	0,35	0,29
Valor médio (MPa)	0,30		
Coefficiente de variação (%)	16,45		

Pela análise da Tabela 17 é possível observar que as paredes reforçadas apresentaram uma resistência ao corte consideravelmente superior à verificada para as paredes de referência,

tendo havido um aumento de cerca de 40% neste parâmetro, o que demonstra a eficácia da utilização de reforço para esta solicitação.

Nos ensaios conduzidos por Ribeiro (2015), foi obtida uma resistência ao corte de 0,24 MPa para as paredes de referência, 0,22 MPa para as paredes reforçadas com varões de aço e 0,58MPa para as paredes reforçadas com reboco armado. Quanto ao valor médio apresentado pelos modelos não reforçados, houve um ligeiro decréscimo. No que se refere à atuação isolada dos varões de aço, esta demonstrou ser inferior aos resultados obtidos pela atuação simultânea dos dois reforços. Já o valor de resistência de 0,58 MPa obtido para a atuação isolada do reboco deve ser encarado com reservas, dado que as paredes ensaiadas com apenas este tipo de reforço possuíam um coeficiente de variação de 51%, o que implica uma grande incerteza associada a estes resultados.

Foram também calculados os módulos de elasticidade para cada parede, para as extensões registadas pelo atuador e para as extensões registadas pelos LVDT's. Para os gráficos resultantes deste ensaio, foram considerados os troços de 30-60% dos gráficos tensão-extensão do atuador, e os troços 10-60% dos gráficos tensão-extensão dos LVDT's. Os resultados encontram-se representados na Tabela 18 e na Tabela 19, respetivamente.

**Tabela 18:** Módulos de rigidez (G) verificados no ensaio à compressão diagonal dos modelos de referência.

<b>Modelos de referência</b>	
<b>Leitura externa (atuador)</b>	
<b><math>G_e</math> (MPa)</b>	7,91
<b>Coeficiente de variação (%)</b>	13,86
<b>Leitura interna (LVDT's)</b>	
<b><math>G_i</math> (MPa)</b>	363,67
<b>Coeficiente de variação (%)</b>	7,49

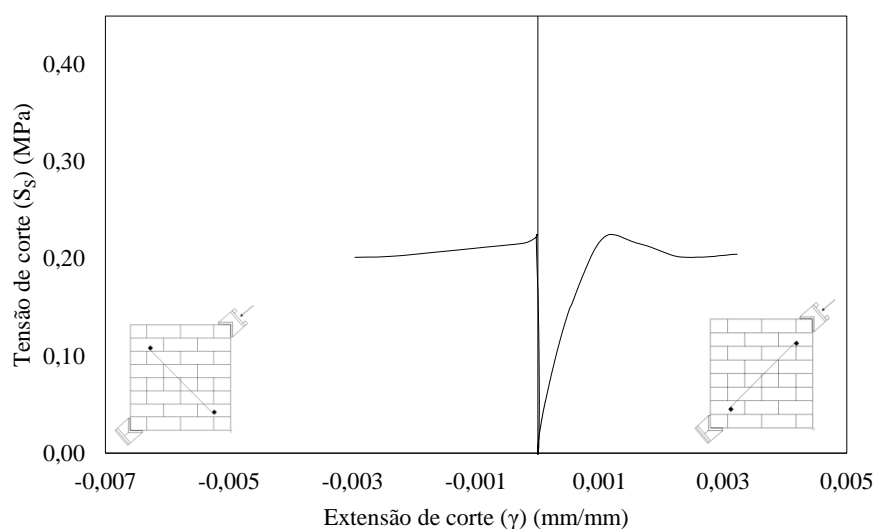
**Tabela 19:** Módulos de rigidez (G) verificados no ensaio à compressão diagonal dos modelos reforçados.

<b>Modelos reforçados</b>	
<b>Leitura externa (atuador)</b>	
<b>G<sub>e</sub> (MPa)</b>	16,62
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	25,43
<b>Leitura interna (LVDT's)</b>	
<b>G<sub>i</sub> (MPa)</b>	1235,10
<b>Coefficiente de variação (%)</b>	11,60

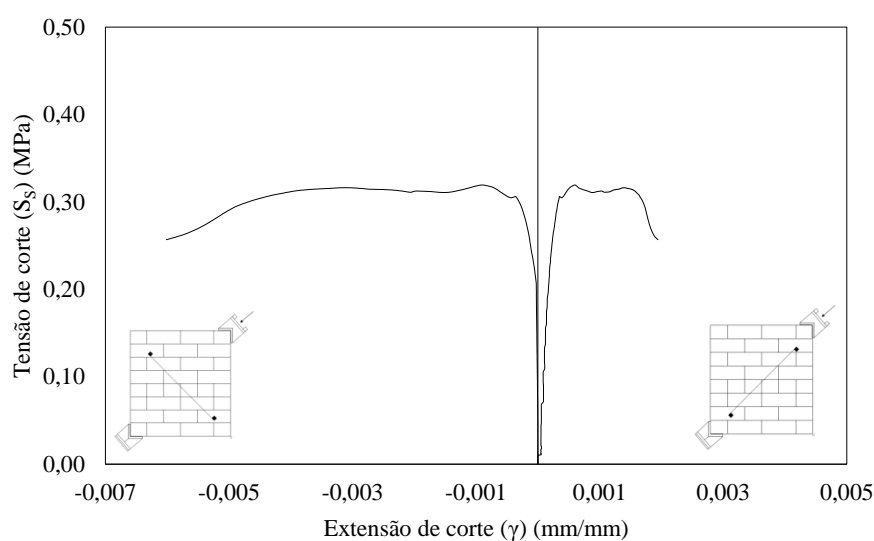
Existe uma diferença considerável nos módulos de rigidez apresentados pelos dois conjuntos de paredes, uma vez que para os dados relativos à leitura externa, os modelos reforçados apresentaram um aumento de 110%. A diferença foi ainda maior no que diz respeito aos módulos de rigidez calculados com base nos deslocamentos auferidos pelos LVDT's, uma vez que o incremento demonstrado pelas paredes reforçadas traduziu-se numa variação de 240%, ou seja,  $E_{\text{modelos reforçados}}/E_{\text{modelos de referência}} = 3,40$ . Em ambos os casos, é notório que a presença de reforço conduziu a um aumento significativo deste parâmetro.

Na Figura 40 e na Figura 41 podem ser observados os gráficos tensão-extensão representativos do comportamento dos modelos de referência e dos modelos reforçados, respetivamente, através dos deslocamentos medidos nas diagonais normais, isto é, paralelas à aplicação da carga (eixo positivo do gráfico) e dos deslocamentos medidos nas diagonais transversais, perpendiculares à direção de aplicação da carga (eixo negativo do gráfico) pelos LVDT's acoplados a cada modelo.





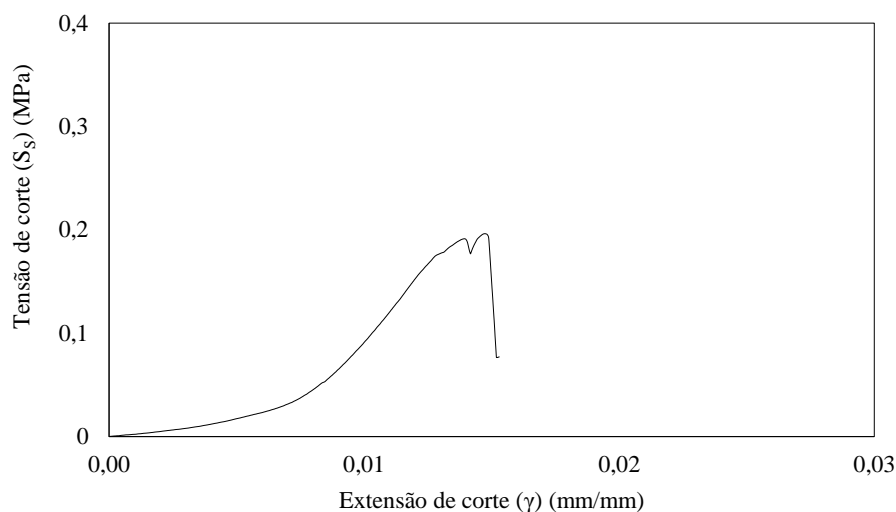
**Figura 40:** Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura interna).



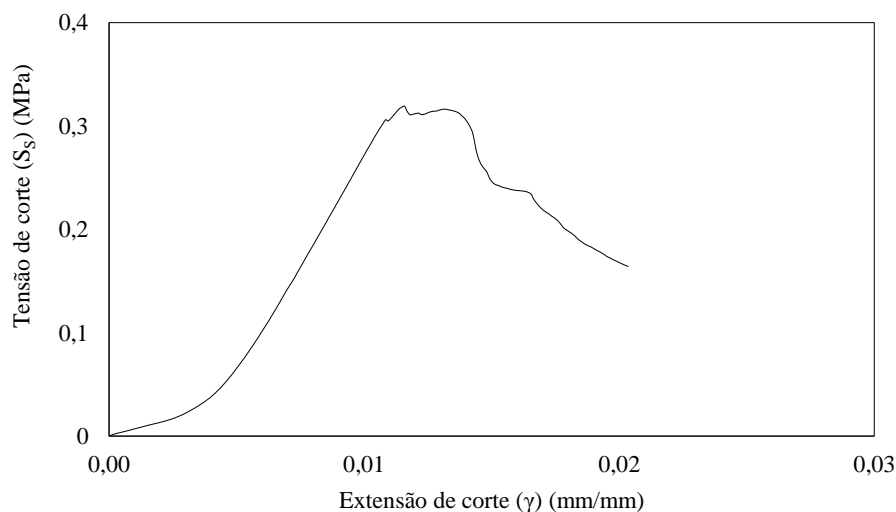
**Figura 41:** Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura interna).

Uma análise comparativa dos dois gráficos permite concluir que em ambas as direções as extensões de pico observadas tiveram valores próximos, sendo de destacar, por um lado, que as extensões negativas nos modelos de referência foram muito baixas e que as extensões positivas apresentadas por estes modelos revelaram, mais uma vez, um comportamento mais suave em comparação aos modelos reforçados, antes e após o pico.

Na Figura 33 e na Figura 43 encontram-se os gráficos tensão-extensão dos modelos de referência e dos modelos reforçados, respectivamente, segundo as extensões medidas pelo atuador de ponta da máquina de ensaio.



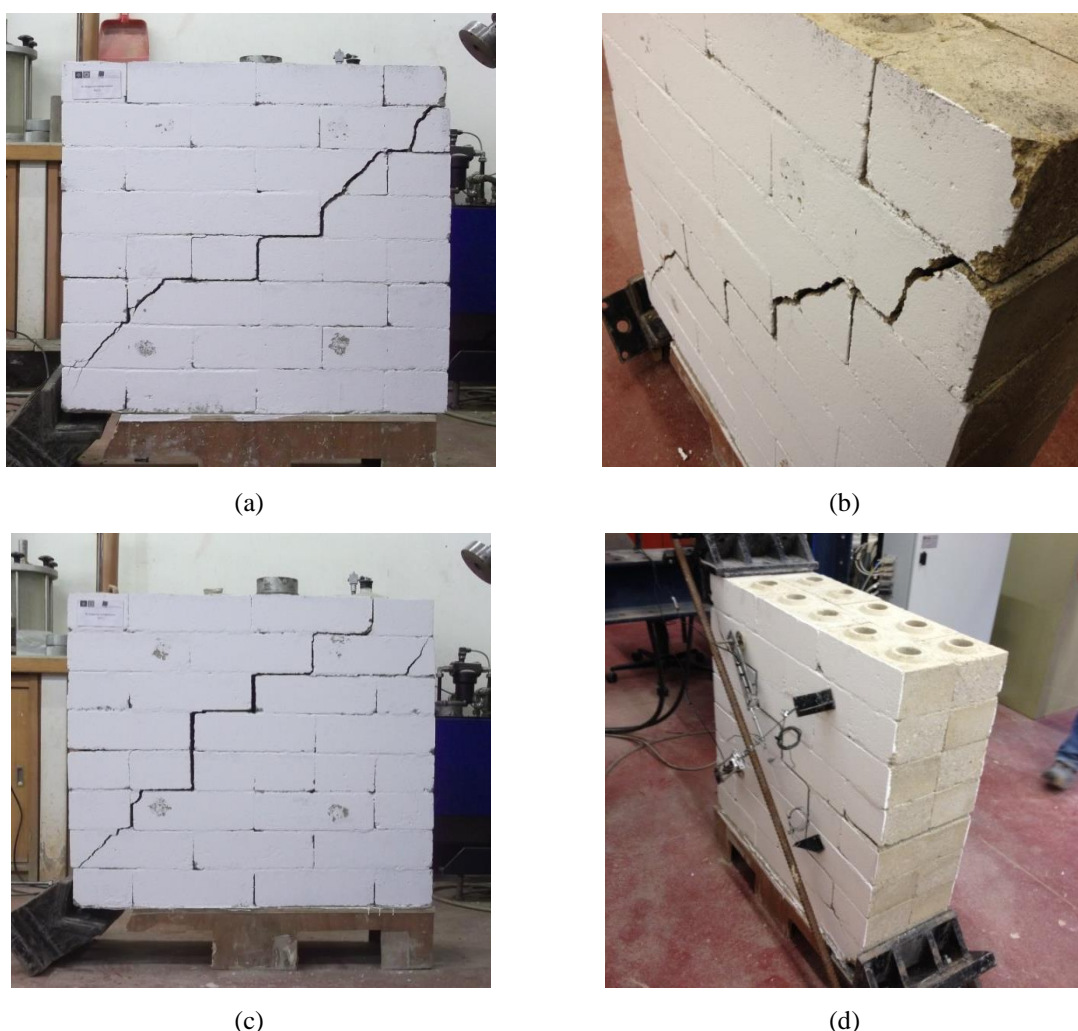
**Figura 42:** Gráfico tensão-extensão para os modelos de referência (leitura externa).



**Figura 43:** Gráfico tensão-extensão para os modelos reforçados (leitura externa).

Os modelos de referência demonstram extensões de pico a rondar os 1,5%, enquanto os modelos reforçados demonstram valores de aproximadamente 1,2%. Quanto ao declive das

cruvas, as paredes reforçadas demonstram mais uma vez uma subida acentuada antes do pico, no entanto após o valor máximo, o seu comportamento é mais suave do que o demonstrado pelas paredes de resistência, o que contraria os gráficos analisados anteriormente. Tendo em conta que foram ensaiados apenas dois modelos de referência, que os mesmos apresentaram extensões negativas muito baixas, e também a diferença notada quanto às extensões calculadas a partir da leitura externa efetuada pelo atuador, será recomendável que se repita o ensaio a esta solicitação em trabalhos futuros. Ao fim dos ensaios, observaram-se os mecanismos de rotura representados na Figura 44.



**Figura 44:** Modos de rotura dos modelos de referência ensaiados à compressão diagonal: (a) modelo de referência nº1; (b) pormenor do modelo nº1; (c) modelo de referência nº2; (d) vista traseira do modelo nº2.

As paredes de referência apresentaram um modo de rotura frágil, uma vez que fissuras de grandes dimensões abriram-se repentinamente na zona central das paredes e não se desenvolveram no restante do ensaio. Isto aconteceu para um valor de carga de aproximadamente 50 kN, correspondente a 83% do carregamento máximo aplicado. Em todos os modelos ensaiados deu-se o surgimento de uma fissura diagonal em formato de “escada”, que se desenvolveu nas juntas da zona central das paredes e que intersectou praticamente todas as fiadas. A rotura ocorreu em grande parte na junta argamassada, embora algumas unidades também tenham apresentado fissuras diagonais. A primeira e a última fiada foram as menos afetadas, possivelmente pelo confinamento exercido pelas cunhas metálicas da máquina de ensaio, que reduziu a fissuração nos blocos existentes nas extremidades. Comparativamente à rotura observada nas paredes de referência para o ensaio à compressão uniaxial, aqui as fissuras verificadas possuem uma abertura maior, o que evidencia a fragilidade das juntas deste tipo de estruturas para uma solicitação de ondas de corte. Para as paredes reforçadas, os modos de rotura podem ser observados na Figura 45.



(a)



(b)



(c)



(d)

**Figura 45:** Modos de rotura dos modelos reforçados ensaiados à compressão diagonal: (a) modelo reforçado nº1; (b) vista traseira do modelo nº1; (c) modelo reforçado nº2; (d) vista traseira do modelo nº2.

As paredes reforçadas apresentaram um modo de rotura dúctil, caracterizado pelo surgimento de pequenas fissuras diagonais, que se propagaram lentamente até o término do ensaio. Estas fissuras surgiram para um valor de carga de aproximadamente 40 kN, correspondente a 50% do carregamento máximo e o seu desenvolvimento deu-se do centro do reboco para as extremidades, ou seja, seguiu a mesma direção de desenvolvimento das fissuras nos modelos de referência.



## CAPÍTULO 7 – CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 7.1. Conclusões

Importa aqui analisar os resultados obtidos através da campanha experimental que foi realizada, procurando dar resposta aos objetivos que foram enunciados na secção 1.2. do Capítulo 1.

Quanto ao comportamento apresentado pelas unidades de BTC às diferentes solicitações, e no que diz respeito à influência da saturação de água nessas mesmas unidades, a Tabela 20 resume os principais resultados obtidos.

**Tabela 20:** Resumo das resistências médias verificadas nos ensaios das unidades de BTC.

	Tensão de compressão ( $f'_c$ ) (MPa)	Tensão de flexão ( $R_{tf}$ ) (MPa)
Unidades de BTC secas	7,20	0,77
Unidades de BTC saturadas	3,52	0,32

É notório que as unidades secas apresentam sempre valores de resistência superiores às unidades saturadas. Para o ensaio à compressão simples, o rácio entre as resistências das unidades secas e saturadas é de 2,05, o que representa um ganho de 105% na capacidade resistente dos blocos.

Já para o ensaio à flexão, o mesmo rácio assume o valor de 2,41, correspondente a um ganho de 141% no valor máximo de resistência a essa solicitação.

Portanto, pode-se concluir que de facto a saturação dos BTC conduz a perdas de resistência elevadas, acima de 50%, o que corrobora as observações efetuadas *in situ* no que se refere à perda de resistência da alvenaria em BTC aquando da ocorrência de chuvas. É importante referir também que, quando falamos de estruturas de alvenaria, que são elementos de dimensões bastante consideráveis em comparação aos BTC ensaiados, e que possuem diversas juntas e consequentemente pontos de fragilidade, estes efeitos serão amplificados. Também foi possível constatar que a resistência das unidades à flexão é cerca de 10% da resistência apresentada à compressão.

Os prismas ensaiados à compressão uniaxial apresentaram um valor médio de resistência de 2,95 MPa, que foi semelhante a valores obtidos em ensaios anteriores. Logo, será correto afirmar que a resistência média à compressão deste tipo de estrutura de alvenaria anda em torno de 3 MPa. Se comparado à resistência à compressão das unidades secas de BTC, nota-se que este valor representa 40% daquele (Tabela 21).

**Tabela 21:** Comparação das resistências médias verificadas para as unidades secas e para os prismas.

	Tensão de compressão ( $f'_c$ ) (MPa)
Unidades de BTC secas	7,20
Prismas de BTC	2,95

No que se refere ao comportamento das alvenarias de BTC à compressão uniaxial e compressão diagonal, os resultados encontram-se sintetizados na Tabela 22:

**Tabela 22:** Resumo das resistências médias verificadas nos ensaios às paredes de alvenaria de BTC.

	Tensão de compressão ( $f'_c$ ) (MPa)	Tensão de corte ( $S_s$ ) (MPa)
Alvenarias de BTC de referência	2,79	0,21
Alvenarias de BTC reforçadas	2,95	0,30



Por análise da tabela, é possível notar que a influência dos varões de aço embebidos em argamassa e da malha rebocada faz-se sentir em ambos os ensaios, através do incremento da capacidade resistente das paredes de alvenaria, em especial no ensaio de compressão diagonal.

Se comparado ao comportamento dos prismas solicitados à compressão (2,95 MPa), o desempenho dos modelos de referência é ligeiramente inferior (2,79 MPa), o que seria de esperar pelos mesmos motivos que levaram a uma redução neste parâmetro quando foram comparados os resultados desta solicitação entre as unidades de BTC e os prismas. Deste modo, a resistência à compressão uniaxial das paredes de referência representa aproximadamente 95% da resistência verificada nos prismas, e 39% da resistência verificada nos blocos (Tabela 23).

**Tabela 23:** Comparação das resistências médias verificadas para as unidades secas e para as alvenarias de referência.

	Tensão de compressão ( $f'_c$ ) (MPa)
<b>Unidades de BTC secas</b>	7,20
<b>Alvenarias de BTC de referência</b>	2,79

Analisando o rácio entre as resistências apresentadas pelos modelos de alvenaria reforçada e pelos modelos de referência, chega-se ao valor de 1,05, que se traduz num ganho de apenas 5% na resistência à compressão. Fazendo a mesma análise para os modelos ensaiados à compressão diagonal, o valor observado é de 1,42, correspondente a um ganho de 42% na resistência às ondas de corte.

É possível dizer que a utilização conjunta destas soluções de reforço parece garantir um melhor comportamento das estruturas de alvenaria de BTC, especialmente perante a ação de ondas sísmicas de corte, como demonstra o rácio apresentado acima. Isto é importante uma vez que a fraca capacidade resistente à atividade sísmica constitui uma das maiores

fragilidades na utilização de BTC na construção, o que assume especial importância em determinadas zonas geográficas. Pode-se constatar que a resistência dos modelos de alvenaria à tensão de corte é cerca de 10% da resistência observada à tensão de compressão.

## **7.2. Desenvolvimentos futuros**

Nesta secção serão apresentadas algumas sugestões de trabalhos que poderão ser desenvolvidos no futuro, com vista a aprofundar os conhecimentos existentes atualmente sobre o comportamento de estruturas de BTC:

- Avaliar o comportamento de paredes de BTC quando sujeitas a esforços de flexão, de forma a ver o seu comportamento para fora do plano;
- Avaliar o comportamento de paredes de BTC de pano duplo com a ação isolada do reforço de varões e de reboco armado, a fim de analisar a eficácia individual de cada sistema nestas condições;
- Avaliar o comportamento de modelos de alvenaria de BTC de dimensões próximas a paredes reais à compressão uniaxial, flexão e compressão diagonal, de modo a ter uma noção mais realista do comportamento efetivamente verificado em habitações feitas com este material;
- Desenvolver um modelo numérico que seja capaz de simular o comportamento de elementos estruturais de BTC avaliados experimentalmente.

É fundamental o desenvolvimento contínuo de estudos relativos à construção com BTC e à construção em terra como um todo, tendo em vista não só um futuro mais sustentável, mas também o aprimoramento de um método construtivo mais democrático, para que construir bem e com segurança seja um direito acessível a todos.

## Referências bibliográficas

- Almeida, J. (2012). *Mechanical characterization of traditional adobe masonry elements*. Universidade do Minho; Czech Technical University in Prague.
- ASTM C1314-03b. (2007). *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*.
- ASTM E519-02. (2002). *Standard Test Method for Diagonal Tension (Shear) in Masonry Assemblages*.
- BS EN 1052-1:1999. (1999). *Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength*.
- BS EN 772-1:2000. (2000). *Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength*.
- BS EN 772-6. (2001). *Methods of test for masonry units. Determination of bending tensile strength of aggregate concrete masonry units*.
- Carvalho, M. (2015). *Desenvolvimento e validação de uma solução construtiva em BTC*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Doat, P., Hays, A., Houben, H., Matuk, S., & Vitoux, F. (1991). *Building With Earth*. Nova Deli: The Mud Village Society.
- Ferreira, C. (2012). *A Sustentabilidade do Sistema Construtivo em Terra: um Projecto de Reabilitação*. Covilhã: Universidade da Beira Interior.
- Gomes, D. (2012). *Construção sustentável em blocos de terra compactada*. Guimarães: Universidade do Minho.
- HB 195. (2002). *The Australian Earth Building Earthbook*. Sydney: Standards Australia.

- Houben, H., & Guillaud, H. (1994). *Earth Construction: A Comprehensive Guide*. Practical Action.
- Jalali, S., & Eires, R. (2008). *Inovações científicas de construção em terra crua*. Universidade do Minho.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (1966). Solos. Análise granulométrica. Lisboa: LNEC, Especificação E 196-1966.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil. (1967). Solos. Ensaio de compactação. Lisboa: LNEC, Especificação E 197-1967.
- Martins, A. (2013). *Soluções de reforço sísmico de paredes de alvenaria de enchimento*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Minke, G. (2012). *Building with Earth: Design and Technology of a Sustainable Architecture*. Birkhauser.
- NP 143. (1969). Limites de consistência.
- NP 83. (1965). Densidade das partículas.
- NP EN 1996-1-1. (2015). *Eurocódigo 6 - Projeto de estruturas de alvenaria. Parte 1-1: Regras gerais para estruturas de alvenaria armada e não armada*. Caparica: IPQ.
- NZS 4298. (1998). *Materials and Workmanship for Earth Buildings*. Wellington: Standards New Zealand.
- Oliveira, D., Miranda, T., Ramos, L., Silva, R., Soares, E., & Leitão, D. (s.d.). *Mechanical performance of compressed earth block masonry using granitic residual soils*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Oliveira, J. (2014). *Comportamento mecânico de blocos de terra compactada ativados alcalinamente*. Guimarães: Universidade do Minho.

- Pinto, A. (2004). *Sistemas ligantes obtidos por activação alcalina do metacaulino*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Pinto, J., Cardoso, R., Paiva, A., Cunha, S., Cruz, D., Vieira, B., . . . Varum, H. (2011). *Caracterização de Paredes Tradicionais de Tabique*. Vila Real: UTAD.
- Rabie, O. (2008). *Revealing the Potential of Compressed Earth Blocks: A Visual Narration*. MIT - Massachusetts Institute of Technology.
- Ribeiro, A. (2015). *Análise experimental do comportamento ao corte de paredes reforçadas em alvenaria de BTC*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Silva, M. (2015). *Compressed earth blocks with and without cementitious materials*. Lisboa: Universidade de Lisboa.
- Silva, R., Soares, E., Oliveira, D., Miranda, T., Cristelo, N., & Leitão, D. (2014). *Mechanical characterization of dry-stack masonry made of CEBs stabilised with alkaline activation*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Soares, E. (2016). *Desenvolvimento de um sistema de bioconstrução baseado em BTC melhorados por ligantes hidráulicos*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Sturm, T. (2014). *Experimental characterization of dry-stack interlocking compressed earth block masonry*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Sturm, T., & Ramos, L. &. (2014). *Characterization of dry-stack interlocking compressed earth blocks*. Guimarães: Universidade do Minho.
- Torgal, F., & Jalali, S. (2011). *O Renascimento da Construção com Alvenaria de Terra*.
- Torgal, F., Eires, R., & Jalali, S. (2009). *Construção em Terra*. Guimarães: Universidade do Minho.
- UNE 41410. (2008). *Bloques de tierra comprimida para muros y tabiques: Definiciones, especificaciones y métodos de ensayo*. Madrid: AENOR.

- [1] [https://www.researchgate.net/figure/270344888\\_fig1\\_Fig-1-earth-construction-in-the-world-with-patrimonies-UNESCO-adapted-from-Gandreau](https://www.researchgate.net/figure/270344888_fig1_Fig-1-earth-construction-in-the-world-with-patrimonies-UNESCO-adapted-from-Gandreau). Consultado em 03-06-2017.
- [2] <http://french.cri.cn/720/2009/06/10/48s193740.htm>. Consultado em 04-06-2017.
- [3] <http://palinstravels.co.uk/book-1943>. Consultado em 04-06-2017.
- [4] <http://iranincoming.com/things-to-see/>. Consultado em 04-06-2017.
- [5] [http://c8.quickcachr.fotos.sapo.pt/i/b10055d10/7464527\\_ElZsj.jpeg](http://c8.quickcachr.fotos.sapo.pt/i/b10055d10/7464527_ElZsj.jpeg). Consultado em 03-06-2017.
- [6] <http://www.ecocentro.org/o-ipecc/tecnologias/habitacao/taipa-de-pilao/?lang=pt>. Consultado em 05-06-2017.
- [7] <http://multiplica.org/bioconstrucao-para-aprender-e-aprofundar/>. Consultado em 05-06-2017.
- [8] <http://www.adobe-home.com/quail-brush-court-photos/>. Consultado em 05-06-2017.
- [9] <http://arqrodrigoguedes.blogspot.pt/2016/02/arquitetura-sustentavel-casas-de-pau.html>. Consultado em 28-05-2017.
- [10] <http://lecypicorelli-bioarquitetura.blogspot.pt/2011/06/construcao-de-terra-parte2-adobe.html#axzz4shXmU8Yl>. Consultado em 27-08-2017.
- [11] <http://en.academic.ru/dic.nsf/enwiki/4107230>. Consultado em 01-06-2017.